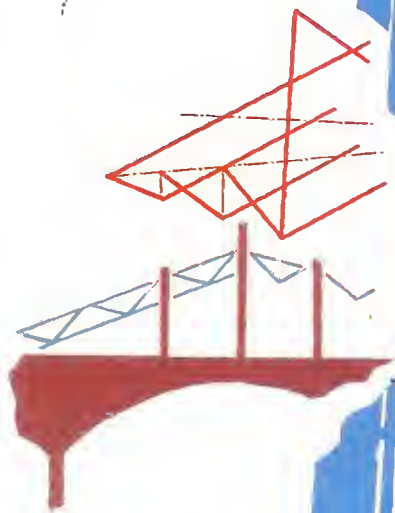


EL PROYECTISTA DE ESTRUCTURAS METALICAS

R Nonnast



1

PARANINFO S.A.

El Proyectista de Estructuras Metálicas

1

EL PROYECTISTA DE ESTRUCTURAS METALICAS

La obra consta de dos volúmenes:

- Vol. 1:** Índice extractado: Bases fundamentales. Vigas. Soportes. Voladizos. Tuberías. Soldadura. Remachado y atornillado. Naves industriales. Edificios. Calderas. Depósitos. Puentes grúa.
- Vol. 2:** Índice extractado: Grúas pórtico. Castilletes del tendido eléctrico. Mástiles de banderas. Vigas continuas Gerber. Vigas caladas. Naves pórtico. Grúas ménsula. Plumas de elevación.

ROBERT NONNAST
Konstrukteur por la escuela
Die Technik de Kassel-Alemania

El Proyectista de Estructuras Metálicas 1

DECIMOCTAVA EDICION



editorial Paraninfo

1993

© ROBERT NONNAST

© EDITORIAL PARANINFO, S.A.
Magallanes, 25 - 28015 Madrid
Teléfono: 4463350 - Fax: 4456218

Reservados los derechos para todos los países. Ninguna parte de esta publicación, incluido el diseño de la cubierta, puede ser reproducida, almacenada o transmitida de ninguna forma, ni por ningún medio, sea éste electrónico, químico, mecánico, electro-óptico, grabación, fotocopia o cualquier otro, sin la previa autorización escrita por parte de la Editorial.

Impreso en España
Printed in Spain

ISBN: 84-283-1536-1 (Obra completa)
ISBN: 84-283-1537-X (Tomo 1)

Depósito legal: M. 2.859.—1993



editorial Paraninfo sa

Magallanes, 25 - 28015 MADRID

(012/47/93)

Artes Gráficas BENZAL, S.A., Virtudes, 7 - 28010 MADRID

PROLOGO DEL AUTOR

Con esta obra he pretendido hacer un libro práctico y resumido, de enseñanza y de consulta, en el cual se encuentre todo lo necesario para proyectar, desde las fórmulas y su aplicación, hasta todas las tablas de perfiles, momentos y esfuerzos necesarios. Por lo tanto, servirá para los que quieren aprender a proyectar, y para los actuales proyectistas, con la gran ventaja de que no tendrán que consultar otro libro o prontuario.

También le he dado la amplitud necesaria, para que se puedan hacer los proyectos lo mismo remachados, que soldados o atornillados. Asimismo, en las explicaciones soy lo más breve posible, para hacerlo más comprensible, sencillo y práctico.

Mi obra la he dividido en capítulos que tratan cada uno entre sí, de diferentes elementos constructivos o estructuras, con todos sus datos necesarios ampliamente descritos. De esta manera, se consigue localizar más fácilmente los elementos que se necesitan calcular, y se encuentra todo lo relacionado con el asunto.

El texto lo he enriquecido con numerosos dibujos, gráficos y diagramas, para mejorar su interpretación. He puesto también tablas calculadas por mí, de apoyos de vigas y de uniones de perfiles soldados, las cuales no han sido publicadas por otros autores. Las tablas de vigas sometidas a flexión con carga uniformemente repartida publicadas en otros textos, las he ampliado para que se pueda obtener la carga a cada 10 cm. de diferencia entre los apoyos.

El primer capítulo que trata de las bases fundamentales de resistencia de materiales, lo he escrito para dar más facilidades a todos aquellos que inician sus primeros pasos.

Mis aspiraciones se verán cumplidas, si con mi obra logro ayudar, tanto a los que quieren aprender a proyectar, como a los que ejercitamos la profesión de Proyectistas.

R. NONNAST

INDICE

Prólogo	V
Tabla de símbolos	XV

1. BASES FUNDAMENTALES

Resistencia de materiales	3
Clases de resistencia	3
Tracción	3
Compresión	3
Cortadura	3
Flexión	4
Tensión transversal	4
Torsión	4
Pandeo	5
Coeficientes y tensiones	5
Carga de rotura en Kg/cm^2 de diversas sustancias	5
Diferentes tipos de carga	5
Tabla 1. Tensiones de trabajo recomendables en Kg/cm^2 sacadas de las normas DIN 1050	5
Dilatación térmica	7
Módulo de elasticidad	7
Momentos y esfuerzos	7
Momento estático	7
Momento de inercia	8
Momento resistente	8
Momento flector	9
Esfuerzo cortante	9
Radio de giro de los perfiles	9
Descomposición y resultantes de fuerzas	9
Momentos de inercia y resistentes de diferentes figuras	11
Tablas de perfiles	12

2. VIGAS

Tipos de apoyo de las vigas	26
Tipos de vigas	26
Principales cargas de las vigas	27
Flecha	27
Cálculo analítico de vigas	28
Tablas	34
Vigas armadas de alma llena	47
Momentos de las vigas armadas (47). Espesor del alma (47). Angulares de la viga armada (48). Platabandas (48). Enderezadores (48). Cálculo a pandeo del cordón superior de una viga armada (50). Fórmula de tanteo para sacar la sección neta de un cordón de la viga (50).	
Ejemplo de cálculo de una viga armada soldada	51
Ejemplo de cálculo de una viga armada remachada	53
Resistencia de los perfiles laminados a la tensión transversal	57
Apoyos de vigas	57
Tablas 2 y 3. Apoyos de vigas soldados (58-59). Tabla 4. Apoyos de vigas atornillados (60). Placas de asiento de vigas (61). Cálculo de asientos móviles (61). Apoyos de vigas sobre soportes y vigas (62). Atornillados (62). Tablas 5 y 6. Soldados (62-63).	
Anclajes para vigas	63
Tablas de momentos de inercia de las platabandas	64
Tabla de momentos de inercia de chapas verticales	66
Tablas para vigas con carga uniformemente repartida	67
Vigas de celosía	71
Introducción (71). Altura (71). Número de vanos (72). Cremona (72). Viento (73).	
Ejemplo de cálculo de una viga de celosía	73
Otras vigas de celosía	78
Tabla de cálculo de la contraflecha	80

3. SOPORTES

Introducción	83
Tipos de soportes	83
Esbeltez	83
Presillas	84
Cargas en los soportes	84
Centradas (84). Descentradas (84).	
Disposición principal de los perfiles en los soportes	85
Parte central en los soportes soldados (85). Bases en los soportes soldados (85). Parte superior en los soportes soldados (86). Parte central en los soportes remachados (86). Bases en los soportes remachados (86). Parte superior en los soportes remachados (87).	

Empalmes de soportes	87
Cálculo de soportes con carga centrada	88
Ejemplo de cálculo de un soporte (89).	
Cálculo de soportes sometidos a flexión	90
Ejemplo de cálculo de un soporte (90).	
Cálculo de soportes con carga centrada y descentrada	91
Ejemplo de cálculo de un soporte (92).	
Cálculo de los extremos de los soportes	93
Cálculo de las dimensiones de la placa de la base en soportes con carga centrada (93). Cálculo de las dimensiones de la placa de la base en soportes con carga centrada y descentrada (93). Ejemplo de cálculo de las dimensiones de la placa de la base en el soporte con carga centrada y descentrada del ejemplo de la página 92 (94). Cálculo de la sección del acartelamiento de la base en soportes con carga centrada (94). Cálculo de la sección del acartelamiento de la base en soportes con carga centrada y descentrada (95). Ejemplo de cálculo del acartelamiento de la base del soporte del ejemplo de la página 92 (95).	
Cálculo de los anclajes en los soportes con carga centrada	96
Cálculo de los anclajes en los soportes con carga centrada más descentrada .	97
Ejemplo de cálculo en los anclajes del soporte de la página 92 (97).	
Longitud de los anclajes	98
Ejemplo de cálculo de la longitud de los anclajes del ejemplo de la página 92-97 (98).	
Cálculo de fundamentos	99
Cálculo de fundamentos con carga centrada (100). Cálculo de fundamentos con carga centrada más descentrada (100). Cálculo de la seguridad contra el vuelco del soporte (101). Ejemplo de cálculo del fundamento con carga centrada más descentrada del ejemplo de la página 92 (101).	
Dosificación del hormigón para los cimientos	102
Soportes de celosía	102
Primer ejemplo (103). Segundo ejemplo (108).	
Tabla de resistencia a tracción de los anclajes	109
Tablas de perfiles sometidos a compresión	110

4. VOLADIZOS - TUBERIAS

Voladizos	118
Tabla 9 del coeficiente "y" para el viento (119). Ejemplo de cálculo de un voladizo (119). Viento (120). El soporte (121).	
Tubería	123
Dilatación térmica (123). Compensadores de dilatación (123). Ejemplo de cálculo de una tubería (125).	
Soportes tubería de gas	126

5. SOLDADURA

Introducción	129
Tabla 11. Tipos de uniones en el soldeo por arco metálico	130
Preparación de la unión	130
Tabla 12. Biselado y separación de las uniones a tope	131
Espesores de los cordones para su cálculo	132
Espesores máximos de los cordones de soldadura	132
Tensiones de trabajo admisibles en uniones soldadas DIN 4100	133
Cálculo de uniones soldadas	134
a) Tensión de trabajo (carga estática) (134). b) Cálculo de una unión soldada a tope (carga estática) (134). c) Cálculo de una unión soldada en ángulo (carga estática) (134). d) Cálculo de una unión soldada de un ángulo (carga estática) (134). e) Cálculo de una unión soldada sometida a carga alternativa (135).	
Cálculo de apoyos de vigas	135
Ejemplo de cálculo de un apoyo de una viga (136).	
Vigas armadas DIN 4101	136
a) Cálculo de la tensión cortante de los cordones de unión del alma con alas (136). b) Cálculo del espesor de los cordones de unión del alma con las alas (137). c) Cálculo del espesor de los cordones discontinuos de unión del alma con las alas (137). d) Cálculo de la unión soldada del alma (137). e) Cálculo de la unión soldada del alma con chapa intermedia (137).	
Empalmes de vigas laminadas	138
a) Cálculo de la unión soldada de una viga I.P.N. (138). b) Cálculo de la unión soldada de una viga I.P.N. con cubrejunta en las alas (138). e) Cálculo de la unión soldada de una viga I.P.N. con cubrejunta en el alma. (139).	
Cálculo de presillas soldadas	140
Cálculo de la soldadura para bases de soportes y empalmes	140
Cálculo de los cordones para los perfiles unidos	141
Tensiones en varios tipos de uniones	142
Tablas de cordones de soldadura	143

6. REMACHADO Y ATORNILLADO

Introducción	159
Tabla 16. Dimensiones de los remaches en mm.	159
Tabla 17. Longitud de los remaches en mm. y avellanado de las chapas	161
Espesores a remachar	161
Cálculo de los remaches	162
Disposición de los remaches tabla 18	165
Cálculo de uniones remachadas	166
a) Cálculo de los remaches necesarios en una unión sometida a tracción	

o compresión (carga estática). (166). b) Cálculo de los remaches necesarios en una unión sometida a carga alternativa (166).	
Cálculo de los remaches en vigas armadas	167
Cálculo de cubrejuntas del alma	167
a) Tensión de trabajo que hay por el momento flector, en los remaches más alejados del eje neutro, trabajando a compresión contra las paredes (168). b) Tensión de trabajo que hay por el esfuerzo cortante en los remaches, trabajando a compresión contra las paredes (169). c) Tensión de trabajo total que hay por el momento flector y el esfuerzo cortante en los remaches (169).	
Cálculo de los cubrejuntas del angular y de la platabanda	169
Cálculo de presillas remachadas	170
Uniones atornilladas	171
Tornillos exagonales no ajustados con rosca Métrica Tabla 20 (172). Tornillos y tuercas de rosca Whitworth con arandelas Tabla 21 (173.).	
Representación de los remaches en los planos DIN 407	174
Representación de los tornillos en los planos DIN 407.	174

7. NAVES INDUSTRIALES

Correas de cubierta	177
Apoyos de correas sobre cerchas (178). Dimensiones y disposición de las placas de Uralita (179). Ejemplo de cálculo de las correas de una cubierta (180). Flecha (182).	
Cerchas	183
Dibujos y diagramas de diferentes tipos de cerchas (184). Angulo de inclinación (192). Flecha (193). Peso propio (193). Esbeltez (193). Presillas (193). Flexión del par (193). Disposición de los perfiles (193). Cerchas soldadas (194). Cerchas remachadas (195). Ejemplo de cálculo de una cercha (196).	
Jácnas	198
Dibujos y diagramas de varios tipos de jácnas (200). Disposición de jácnas soldadas (202). Disposición de jácnas remachadas (202).	
Viento	203
a) Cubiertas de dos aguas (203). b) Cubiertas de diente de sierra (204).	
Lucernario	205
Canalones	207
Cubiertas de diente de sierra con jácena inclinada	207
Tabla de la sobrecarga de nieve por m²	208
Tablas de resistencia de angulares a tracción	209
Tablas de resistencia de angulares a compresión	211
Valores para el cálculo del viento	223
Tablas de valores de las líneas trigonométricas	224
Valores de coeficiente de pandeo ω	226

8. EDIFICIOS

Introducción	229
Viento	229
Cargas	231
a) Carga permanente (231). b) Sobrecarga (231). Aumentos de la sobrecarga (231). Reducción de la sobrecarga (232).	
Escaleras	232
Peso propio (232). Zancas (232). Vigas de rellanos (233). Tipos de escaleras (233). Pisos (234).	
Orden a seguir en el cálculo de los edificios	235

9. CALDERAS - DEPOSITOS

Calderas de vapor	239
Cordones circulares (239). Uniones por soldadura (239). Uniones remachadas (240). Registros y agujeros de hombre (241). Fondos de caldera planos sin arriostramiento (242). Fondos de caldera embutidos sin arriostramiento (243). Ejemplo de cálculo de una caldera de vapor (243).	
Depósitos	243
Tablas de bridas soldadas	245/246
Tabla de bridas remachadas	247

10. PUENTES GRUA

Introducción	250
Datos para el cálculo de la presión del viento (251). Altura de las vigas de los puentes grúa (251). Esfuerzos horizontales de frenado en la viga carrilera (251). Entramado superior de contraviento y fuerzas frenantes (252). Entramado de inferior de contraviento y fuerzas frenantes (252). Peso propio de la cabina de mando (252). Tablas para hacer el anteproyecto de un puente grúa (253). Tabla 36. Puentes grúa con movimiento de traslación del puente y del carro, a mano (254). Tabla 37. Puentes grúa con movimiento eléctrico (255). Tabla 38. Carriles para puentes grúa (257).	
Forma de calcular un puente grúa del grupo I	257
Disposición del puente grúa (257). Fuerzas verticales (258). Fuerzas horizontales (258). Tensión de trabajo de la viga teniendo en cuenta las fuerzas verticales y horizontales (258). Flecha (258).	
Ejemplo de cálculo de un puente grúa del grupo II al IV	259
Datos para el cálculo (259). Cálculo de las reacciones por el peso propio, en la viga principal (259). Diagrama de Cremona del peso propio de la viga principal (259). Momento flector y esfuerzo cortante de la viga principal (260). Cálculo de las diagonales de la viga principal (carga móvil). (261). Cálculo de los montantes de la viga principal (carga móvil) (262).	

Cálculo del tirante de la viga principal (carga móvil) (262). Cálculo del par de la viga principal (carga móvil) (262). Cuadro 5. Esfuerzo a que están sometidas las barras de la viga principal (263). Cálculo de los perfiles de la viga principal del puente, que no están expuestos a cargas alternativas (263). Cálculo de la barra, 13 de la viga principal del puente (cargas alternativas) (263). Cálculo de la viga lateral y los entramados superior e inferior de contraviento y frenado (264). Cálculo de las otras dos vigas del puente grúa (264). Cálculo de las vigas testeras (264). Cálculo definitivo del puente grúa (265). Disposición de los perfiles en el puente grúa (265).	
Puentes grúas soldados	266

TABLA DE SIMBOLOS

T_{adm}	= Tensión de trabajo admisible en Kg/cm ² .
$T_{adm.sold}$	= Tensión de trabajo admisible en uniones soldadas en Kg/cm ² .
T	= Tensión en Kg/cm ² .
$T_{sold.}$	= Tensión en uniones soldadas en Kg/cm ² .
P	= Carga o fuerza en Kg.

Todos estos símbolos pueden ir con cualquiera de los símbolos siguientes para especificar su condición: to = total; cor = cortante; c = compresión; t = tracción; trab = trabajo; f = flexión; tran = transversal; Ejemplo: T_t = tensión de tracción.

M_f	= Momento flector en Kg. cm.
M_e	= Momento estático en cm ³ .
Q	= Esfuerzo cortante en Kg.
E	= Módulo de elasticidad en Kg/cm ² .
I_x	= Momento de inercia referido al eje x-x en cm ⁴ .
I_y	= Momento de inercia referido al eje y-y en cm ⁴ .
I_t	= Momento de inercia total en cm ⁴ .
I_{sold}	= Momento de inercia de la soldadura en cm ⁴ .
R_x	= Momento resistente referido al eje x-x en cm ³ .
R_y	= Momento resistente referido al eje y-y en cm ³ .
R_t	= Momento resistente total en cm ³ .
$R_{sold.}$	= Momento resistente de la soldadura en cm ³ .
i_x	= Radio de giro referido al eje x-x en cm.
S	= Sección en cm ² .
$S_{sold.}$	= Sección de la soldadura en cm ² .
C	= Carga uniformemente repartida que obra sobre toda la viga en Kg.
R_A	= Reacción en A en Kg.

R_B	= Reacción en B en kg.
q	= Carga uniformemente repartida por cm. en Kg.
p	= Peso por metro de los perfiles en Kg.
λ	= Esbeltez en barras sometidas a compresión (Lambda).
ω	= Coeficiente de pandeo (Omega).
ω_{id}	= Coeficiente de pandeo de la esbeltez ideal.
f	= Flecha en cm.
d	= Diámetro del remache, y diámetro de la espiga del tornillo.
d_1	= Diámetro del agujero para el remache o tornillo.
d_n	= Diámetro del núcleo del tornillo.
D o d	= Diámetro en cm.
L o l	= Longitud en cm.
e	= Espesor en cm.
a	= Espesor del cordón de soldadura en cm.
h	= Altura en cm.
Σ	= Suma total.
ψ	= Coeficiente de compensación (Psi).
φ	= Coeficiente de choque (Phi).

1 BASES FUNDAMENTALES

RESISTENCIA DE MATERIALES

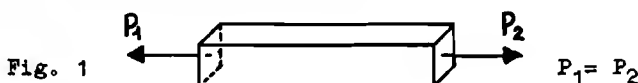
La resistencia de materiales, es la parte de la mecánica que resuelve por medio de fórmulas, las dimensiones de los sólidos para resistir diferentes cargas o esfuerzos.

CLASES DE RESISTENCIA

- a) Resistencia a la TRACCION
- b) Resistencia a la COMPRESION
- c) Resistencia a la CORTADURA
- d) Resistencia a la FLEXION
- e) Resistencia a la TENSION TRANSVERSAL
- f) Resistencia a la TORSION
- g) Resistencia al PANDEO

TRACCION

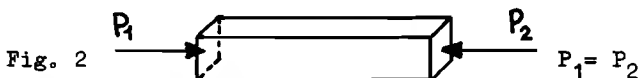
Un cuerpo está sometido a tracción cuando actúan sobre él dos fuerzas iguales y en sentido contrario.



Cuando se somete a tracción un cuerpo, las caras perpendiculares a las fuerzas tienden a separarse, y las caras paralelas a juntarse, produciéndose un alargamiento si las fuerzas tienen la necesaria magnitud (Fig. 1).

COMPRESION

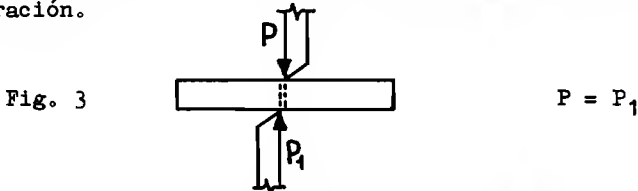
Un cuerpo está sometido a compresión cuando actúan sobre él dos fuerzas iguales y en sentido contrario.



Cuando se somete a compresión un cuerpo, las caras perpendiculares a las fuerzas tienden a unirse, y las paralelas a separarse, produciéndose un acortamiento si las fuerzas tienen la necesaria magnitud (Fig. 2).

CORTADURA

Un cuerpo está sometido a cortadura cuando actúan sobre él dos fuerzas iguales, en sentido contrario, en planos paralelos y con muy poca separación.

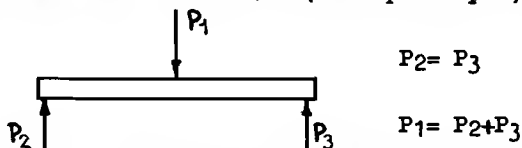


Cuando se somete a cortadura un cuerpo, el sólido tiende a desunirse por desgarramiento, en la separación de los dos planos donde actúan las fuerzas (Fig. 3).

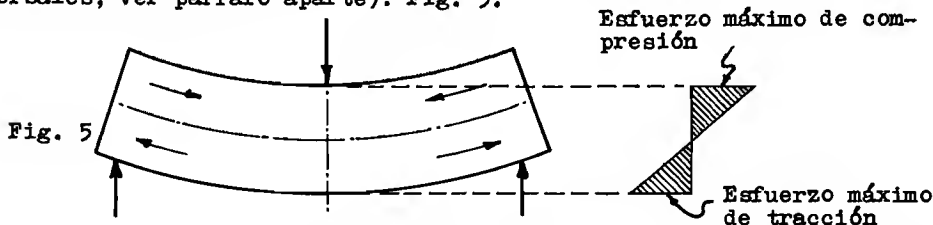
FLEXION

Un cuerpo está sometido a flexión cuando actúan sobre él dos fuerzas iguales con una separación, y otra en sentido contrario en el centro de las dos, igual a la suma de éstas (caso principal) Fig. 4.

Fig. 4



Cuando se somete a flexión una barra se producen en ella esfuerzos de compresión, tracción y cortadura (también tensiones transversales, ver párrafo aparte). Fig. 5.



En la barra su mitad superior se comprime y la inferior se alarga, quedando en el centro la fibra neutra, que no está sometida ni a compresión ni a tracción.

TENSION TRANSVERSAL

El alma de las vigas en carga está sometida a una tensión transversal o de desgarramiento, producida por las fuerzas contrarias de su parte superior e inferior.

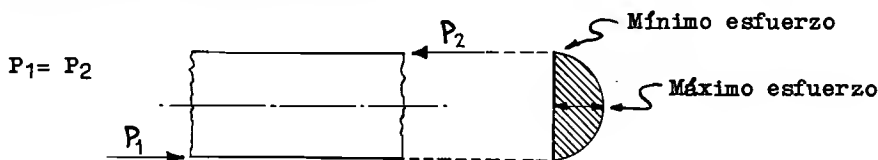


Fig. 6

Estas fuerzas tienden a abollar el alma y producen su máximo esfuerzo en el centro, y el mínimo en los extremos (los perfiles laminados se tendrán que calcular para resistir la tensión transversal, cuando la viga tenga poca luz y el máximo de carga). Fig. 6.

TORSION

Un cuerpo está sometido a torsión cuando dos pares de fuerzas contrarias obran en sentido opuesto (uno de los casos).

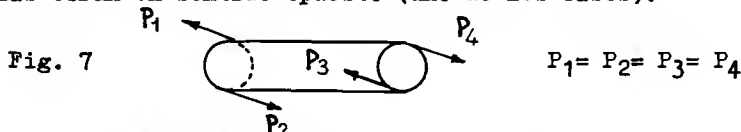


Fig. 7

Cuando se somete a torsión un cuerpo, sus secciones tienden a tomar un movimiento de rotación unas en sentido contrario de las otras, y se someten a esfuerzos de cortadura (Fig. 7).

PANDEO

Un cuerpo está solicitado a pandeo cuando está sometido a compresión siendo su longitud grande, y su sección transversal pequeña.

Fig. 8.

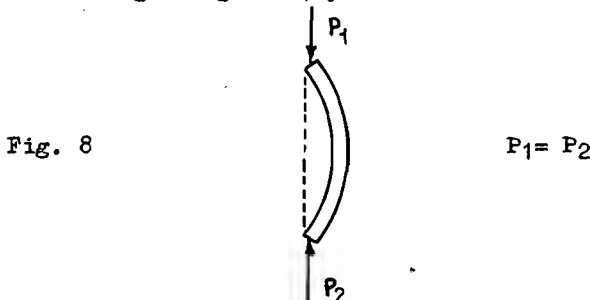


Fig. 8

$$P_1 = P_2$$

COEFICIENTES Y TENSIONES

Coefficiente o tensión de rotura, es la carga que se necesita aplicar a un cuerpo por unidad de sección, para producir su rotura.

Coefficiente o tensión de trabajo, es la carga a que se hace trabajar a un cuerpo, por unidad de sección.

Coefficiente de seguridad, es una cantidad por la cual se divide el coeficiente de rotura para determinar el coeficiente de trabajo (esta cantidad es el número de veces que, habría que hacer trabajar más el material, para producir su rotura).

$$\text{Coeficiente de trabajo} = \frac{\text{Coeficiente de rotura}}{\text{Coeficiente de seguridad}}$$

TENSION DE ROTURA EN KG/CM² DE DIVERSOS MATERIALES

Material	Tracción	Compresión
Acero suave	3.000 a 3.600	2.800 a 3.000
Acero duro	6.000 a 7.500	>7.000
Fundición	1.000 a 1.500	6.000 a 10.000
Bronce	2.000 a 2.500	5.000
Cuero	300 a 500	-
Madera dura (sentido fibras)	800 a 900	600 a 700
Madera blanda (sentido fibras)	700 a 800	400 a 500
Cuerda de cañamo	800 a 1.000	-
Ladrillos	10	270
Alambres de acero suave	4.500 a 6.000	-
Alambres de acero duro	7.500 a 12.000	-
Alambres de cobre	4.000	-

DIFERENTES TIPOS DE CARGA

Carga estática.- Este tipo de carga actúa de un modo permanente y siempre con la misma intensidad.

Carga intermitente.- Este tipo de carga varía continuamente entre cero y un valor máximo.

Carga dinámica o alternativa.- Este tipo de carga varía continuamente, de cero a un máximo positivo, luego baja otra vez a cero y crece hasta un máximo negativo, volviendo luego a cero.

TABLA 1 - TENSIONES DE TRABAJO RECOMENDABLES EN KG/CM² SACADAS DE LAS NORMAS DIN 1050

Forma de utilización en obra	Formas de trabajo	Caso de carga	
		1	2
Piezas de construcción.	Compresión	1.200	1.400
	Tracción	1.200	1.400
	Flexión	1.200	1.400
	Cortadura	960	1.120
	Tensión transversal	960	1.120
Uniones de remaches	Cortadura	1.200	1.400
	Compresión contra las paredes	2.400	2.800
Uniones de tornillos (ajustados)	Cortadura	960	1.120
	Compresión contra las paredes	2.400	2.800
	Tracción	850	1.000
Uniones de tornillos (no ajustados)	Cortadura	700	800
	Compresión contra las paredes	1.600	1.800
	Tracción	600	700
Tornillos y barras de anclaje	Tracción	850	1.000

Casos de carga 1 (Fuerzas principales)..- Efecto desfavorable simultáneo de la carga permanente y de la móvil, incluso la de la nieve, sin la del viento. Entre las cargas móviles figura también la tensión de la correa y otras.

Casos de carga 2 (Fuerzas principales y suplementarias)..- Efecto simultáneo de las cargas del caso 1^o junto con la del viento, - efectos térmicos y las fuerzas frenantes y laterales procedentes de las grúas.

Operando con los valores del caso 1 en el caso 2 se obtiene - mayor seguridad, cosa que se suele hacer con mucha frecuencia.

Compresión contra las paredes del agujero..- Se calcularán los remaches a compresión contra las paredes cuando se cumpla lo siguiente:

Simple cortadura

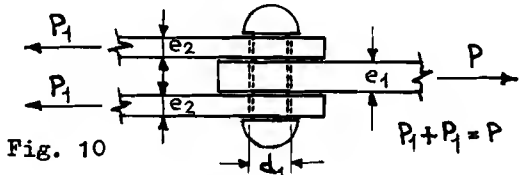
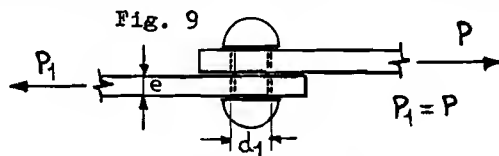
$$e \leq 0,393 \cdot d_1 \text{ (fig. 9)}$$

e = chapa más delgada

Doble cortadura

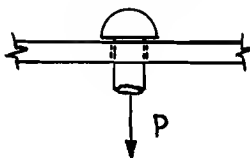
$$e \leq 0,785 \cdot d_1 \text{ (fig. 10)}$$

e = el menor de los dos valores, e_1 ó $2 \cdot e_2$



Tracción de los remaches. - Se calcularán los remaches a tracción cuando trabajen como indica la fig. 11.
(Se debe evitar que trabajen a tracción)

Fig. 11



DILATACION TERMICA

Los cuerpos se dilatan bajo la influencia del calor. Para el acero la dilatación entre 0° y 100°C es de 0,012 milímetros por metro y grado.

MODULO DE ELASTICIDAD

El coeficiente de alargamiento es igual al alargamiento del material dividido por la tensión de rotura.

$$\text{Coeficiente de alargamiento} = \frac{\text{alargamiento en \%}}{\text{tensión rotura}}$$

Con una tensión de 1 kg/mm² se produce en el acero colado un alargamiento de 0,0000465 mm. Como esta cifra es muy pequeña se usa su valor recíproco que es:

$$E = \frac{1}{0,0000465} = 2150000 \text{ Kg/cm}^2$$

A este valor se le llama "Módulo de elasticidad". Para el cálculo de estructuras el valor que se usa es 2100000 kg/cm².

MOMENTOS Y ESFUERZOS

Diferentes tipos de momentos y esfuerzos:

Momento estático
Momento de inercia
Momento resistente
Momento flector
Esfuerzo cortante

MOMENTO ESTATICO

El momento estático es el producto de una fuerza por su brazo de palanca.

El momento estático de la sección de un cuerpo prismático, con respecto al eje que pasa por su centro de gravedad es igual a 0. Ejemplo figuras 12 y 13.

Fig. 12

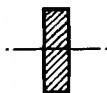
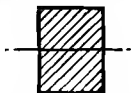
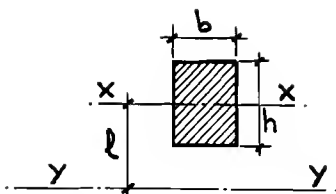


Fig. 13

El momento estático de la sección de un cuerpo prismático con respecto a un eje que no pasa por su centro de gravedad, es igual al producto de la sección por la distancia del centro de gravedad al eje (se expresa en cm³). Ejemplo fig. 14.

Momento estático con respecto al eje $y-y = b \cdot h \cdot l$

Fig. 14



MOMENTO DE INERCIA

El momento de inercia de la sección de un cuerpo prismático, con respecto a uno de sus ejes que pasan por su centro de gravedad, es el siguiente (fig. 15):

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

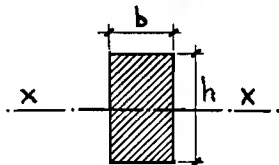


Fig. 15

El valor del momento de inercia se expresa en cm^4 .

El momento de inercia de la sección de un cuerpo prismático, con respecto a un eje que no pasa por su centro de gravedad, es el siguiente (fig. 16):

$$I_{yy} = I_{xx} + (h \cdot b \cdot l^2)$$

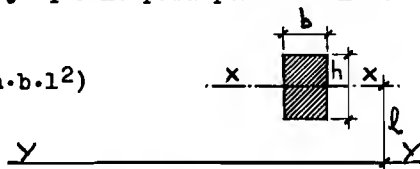


Fig. 16

MOMENTO RESISTENTE

El momento resistente de la sección de un cuerpo prismático, con respecto a uno de sus ejes que pasan por su centro de gravedad, es el siguiente (fig. 17):

$$R_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{I_{xx}}{h/2}$$

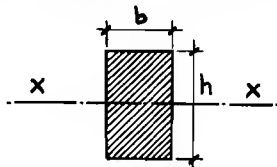


Fig. 17

El valor del momento resistente se expresa en cm^3 .

El momento resistente de la sección de un cuerpo prismático, respecto a un eje que no pasa por su centro de gravedad, es el siguiente (fig. 18):

$$R_{yy} = \frac{I_{yy}}{l}$$

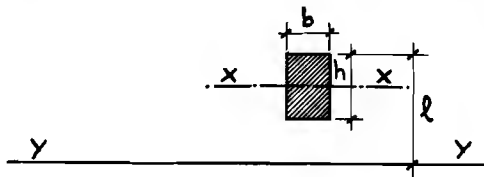
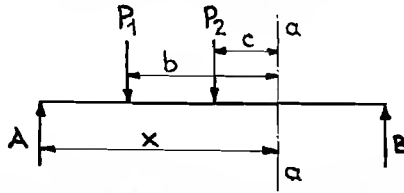


Fig. 18

MOMENTO FLECTOR

El valor del momento flector es igual a la suma algebraica de los momentos estáticos de todas las fuerzas que actúan a la izquierda o derecha de la sección que se considera. Ejemplo (fig. 19).

Fig. 19



$$M_{fa} = A \cdot x - P_1 \cdot b - P_2 \cdot c$$

El momento flector se expresa en kg. cm. normalmente.

ESFUERZO CORTANTE

El valor del esfuerzo cortante es igual a la suma algebraica de todas las fuerzas que actúan, a la izquierda o derecha de la sección que se considera. Ejemplo (fig. 20):

$$Q_{aa} = A - P_1 - P_2 - P_3$$

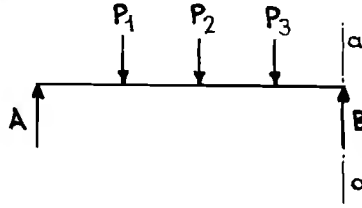


Fig. 20

RADIO DE GIRO DE LOS PERFILES

El valor del radio de giro de los perfiles es igual a la raíz cuadrada del momento de inercia dividido por la sección del perfil.

El radio de giro sirve para calcular la distancia a ejes, entre las presillas de los elementos comprimidos.

Ejemplo: U PN 8 $I_x = 106 \text{ cm}^4$ Sección = 11 cm².

$$i_x = \sqrt{\frac{106}{11}} = 3,1 \text{ cm.}$$

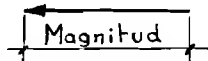
DESCOMPOSICION Y RESULTANTES DE FUERZAS

Representación de las fuerzas

La representación gráfica de las fuerzas se hace por medio de una recta que tiene una flechita en un extremo, para indicar en el sentido que actúa. La longitud de la recta indica la magnitud de la fuerza. Ejemplo (fig. 21):

Fig. 21.

← Dirección



Descomposición de una fuerza en dos direcciones dadas

Para descomponer una fuerza en dos direcciones dadas, se procederá como se indica en las figuras 22 y 23.

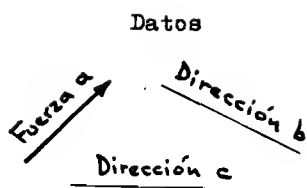


Fig. 22

Solución

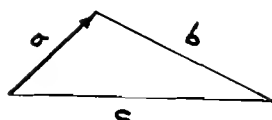


Fig. 23

RESULTANTE DE DOS FUERZAS

Para hallar la resultante de dos fuerzas, se procederá como se indica en las figuras 24 y 25.

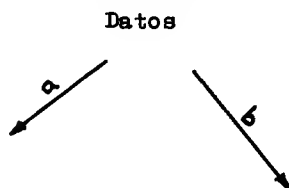


Fig. 24

Solución

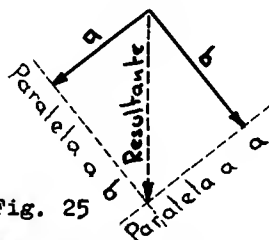


Fig. 25

RESULTANTE DE VARIAS FUERZAS

Para hallar la resultante de varias fuerzas, se procederá - como se indica en las figuras 26 a 31.

Datos

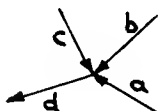


Fig. 26

Solución

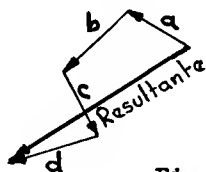


Fig. 27

Datos

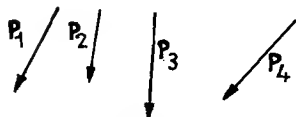
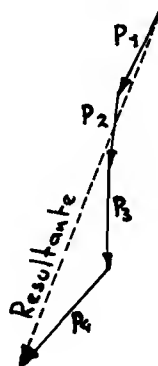


Fig. 28

Solución

Fig. 29



Datos

Solución

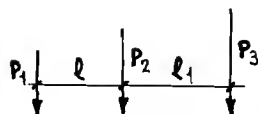


Fig. 30

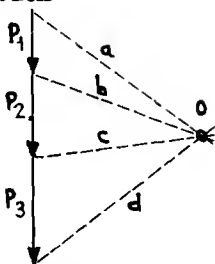
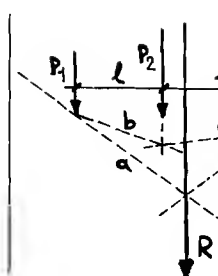


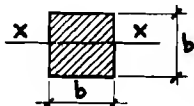
Fig. 31

El punto O se podrá poner en cualquier sitio, dando siempre - el mismo resultado.

MOMENTOS DE INERCIA Y RESISTENTES DE DIFERENTES FIGURAS

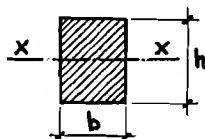
(Figuras 32 a 39)

Fig. 32



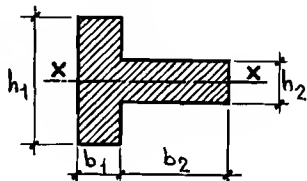
$$I_{xx} = \frac{b^4}{12} \quad R_{xx} = \frac{b^3}{6}$$

Fig. 33



$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad R_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

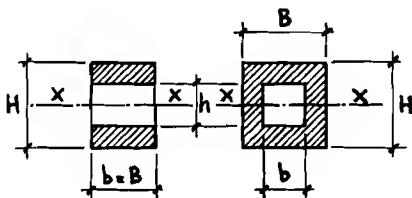
Fig. 34



$$I_{xx} = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12}$$

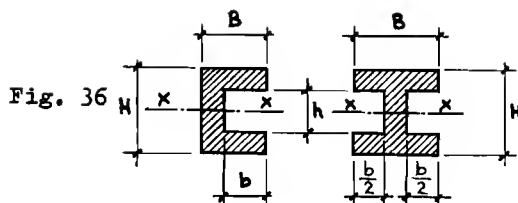
$$R_{xx} = \frac{h_1}{2}$$

Fig. 35

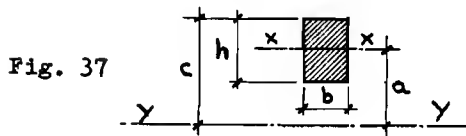


$$I_{xx} = \frac{B \cdot H^3}{12} - \frac{b \cdot h^3}{12}$$

La fórmula del momento resistente de la figura 36 vale también para la 35, y el momento de inercia de la figura 35 vale también para la 36.

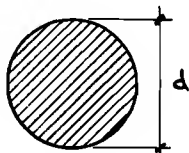


$$R_{xx} = \frac{\frac{B \cdot H^3}{12} - \frac{b \cdot h^3}{12}}{\frac{H}{2}} = \frac{B \cdot H^3 - b \cdot h^3}{6 \cdot H}$$



$$I_{yy} = I_{xx} + (h \cdot b \cdot a^2) \quad R_{yy} = \frac{I_{yy}}{c}$$

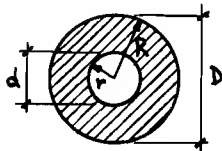
Fig. 38



$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{\pi \cdot r^4}{4} = 0,0491 \cdot d^4 = 0,7854 \cdot r^4$$

$$R = \frac{\pi \cdot d^3}{32} = \frac{\pi \cdot r^3}{4} = 0,0982 \cdot d^3 = 0,7854 \cdot r^3$$

Fig. 39



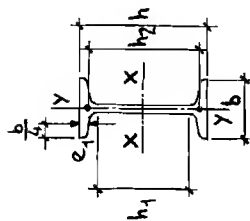
$$I = \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - d^4) = \frac{\pi}{4} \cdot (R^4 - r^4)$$

$$R = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{(D^4 - d^4)}{D} = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(R^4 - r^4)}{R}$$

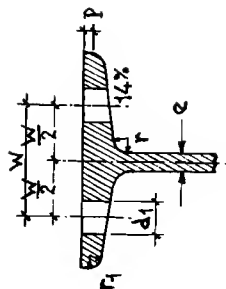
NOTA: A los ejes que no pasan por el centro de gravedad de las secciones de los cuerpos, les he puesto y-y para facilitar la interpretación ya que hasta aquí sólo hay ejes horizontales, y para los verticales valen las mismas fórmulas dándoles a las figuras un giro de 90°. En adelante y puesto que habrá juntos ejes horizontales y verticales, los primeros serán x-x y los segundos y-y.

TABLAS DE LOS PERFILES

Las tablas que vienen a continuación son de los principales perfiles laminados (faltan los angulares de lados desiguales que se usan muy poco). En ellas se dan los siguientes datos; dimensiones de los perfiles, secciones, peso por metro, momentos de inercia, momentos resistentes, radios de giro, situación y diámetro de agujeros, y posición de los ejes de gravedad. A los ejes x_1-x_1 y y_1-y_1 de las tablas de los angulares les he puesto esta denominación, para que queden bien al utilizar dos angulares en la posición < >, cosa que es muy corriente.

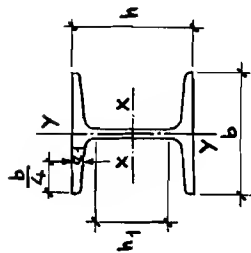


Para agujeros de $\phi < d_1$ se tomará la misma distancia W

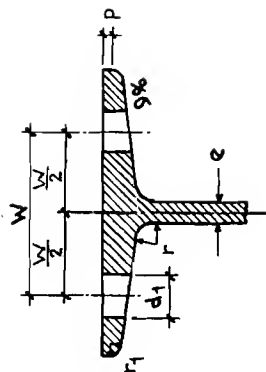


h_2 distancia entre los centros de gravedad de las alas

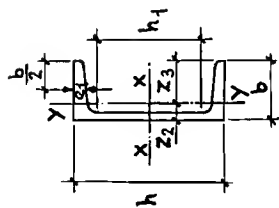
Perfil I	Dimensiones en mm.						Sec- ción cm ²	Peso Kg/m	Gramil y diám. norm		Ref. eje x-x			Ref. eje y-y			
	h	b	e = r	e1	r1	h1			P	W	d1	Ix ⁴ cm ⁴	Rx ³ cm ³	Ix cm	Iy ⁴ cm ⁴	Ry ³ cm ³	Iy cm
8	80	42	3,9	5,8	2,3	59	2,58	7,58	22	-	77,8	19,5	3,20	6,29	3,00	0,91	64
10	100	50	4,5	6,8	2,7	75	10,6	14,2	26	-	171	34,2	4,01	12,2	4,88	1,07	85
12	120	58	5,1	7,7	3,1	92	14,2	18,3	30	-	328	54,7	4,81	21,5	7,41	1,23	103
14	140	66	5,7	8,6	3,4	109	18,3	22,8	34	11	573	81,9	5,61	35,2	10,7	1,40	120
15	160	74	6,3	9,5	3,8	125	22,8	27,9	38	13	935	117	6,40	54,7	14,8	1,55	137
18	180	82	6,9	10,4	4,1	142	27,9	33,5	44	13	1450	161	7,20	81,3	19,8	1,71	155
20	200	90	7,5	11,3	4,5	159	33,5	39,6	46	17	2140	214	8,00	117	26,0	1,87	172
22	220	98	8,1	12,2	4,9	175	39,6	46,1	52	17	3060	278	8,80	162	33,1	2,02	189
24	240	106	8,7	13,1	5,2	192	46,1	53,4	56	17	4250	354	9,59	221	41,7	2,20	206
26	260	113	9,4	14,1	5,6	208	53,4	61,1	58	21	5740	442	10,4	288	51,0	2,32	223
28	280	119	10,1	15,2	6,1	225	61,1	69,1	62	21	7590	542	11,9	364	61,2	2,45	240
30	300	125	10,8	16,2	6,5	241	69,1	77,8	64	21	9800	653	12,7	451	72,2	2,56	257
32	320	131	11,5	17,3	6,9	257	77,8	86,8	70	21	12510	782	13,5	555	84,7	2,67	274
34	340	137	12,2	18,3	7,3	274	86,8	97,1	74	23	15700	923	14,2	674	98,4	2,80	291
36	360	143	13,0	19,5	7,8	290	97,1	107	74	23	19610	1090	15,0	818	114	2,90	307
38	380	149	13,7	20,5	8,2	306	107	118	80	23	24010	1260	15,7	975	131	3,02	324
40	400	155	14,4	21,6	8,6	323	118	132	84	23	29210	1460	16,4	1160	149	3,13	341
42	425	163	15,3	23,0	9,2	343	132	147	86	25	35970	1740	17,7	1440	176	3,30	362
45	450	170	16,2	24,3	9,7	363	147	163	92	25	45850	2040	18,6	1730	203	3,43	383
47	475	178	17,1	25,6	10,3	384	163	180	96	28	56480	2380	19,6	2090	235	3,60	404
50	500	185	18,0	27,0	10,8	404	180		100	28	68740	2750	19,6	2480	268	3,72	424



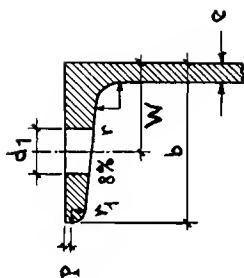
Para agujeros de $\phi < d_1$ se tomará la misma distancia \bar{W}



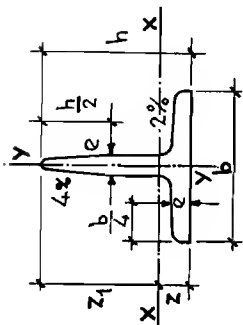
Perfil	Dimensiones en mm.					Sec- cion cm ²	Peso kg/m	Gramil y dism nor. W mm.	d ₁ mm.	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h=b	e	e ₁	r	r ₁	h ₁	P			I _x cm ⁴	R _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	R _y cm ³	i _y cm
14-14	140	8,5	12,5	11,0	4,25	90	5,5	80	21	1534	219	5,80	572	81,7	3,55
16-16	160	9,0	13,5	11,5	4,50	105	5,7	90	23	2500	312	6,67	922	115	4,06
18-18	180	9,5	14,5	12,0	4,75	120	6,1	100	23	3856	428	7,56	1410	156	4,56
20-20	200	10,0	15,5	12,5	5,00	135	6,4	110	23	5690	569	8,45	2068	207	5,08
22-22	220	10,5	16,5	13,0	5,25	150	6,8	120	23	8105	736	9,30	2929	266	5,60



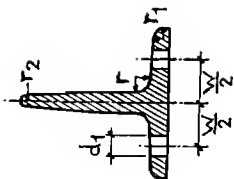
Para agujeros de $\phi < d_1$ se tomará la misma distancia 'W'



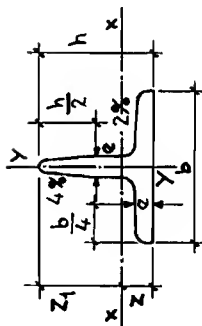
Perfil	Dimensiones en mm.						Sec- ción	Peso kg/m.	Gramil y diám.no. mal	Distancia al eje			Referido al eje x-x		Referido al eje y-y		Referido al eje y-y
	h	b	e	e1=x	r1	h1				P	y-y cm.	z3 cm.	Ix cm4	Rx cm3	ix cm	Iy cm4	
8	80	45	6	8	4	46	11,0	8,64	25	13	1,45	106	26,5	3,10	19,4	6,36	1,33
10	100	50	6	8,5	4,5	64	13,5	10,6	30	13	1,55	206	41,2	3,91	29,3	8,49	1,47
12	120	55	7	9	4,5	82	17,0	13,4	30	17	1,60	364	60,7	4,62	43,2	11,1	1,59
14	140	60	7	10	5	98	20,4	16,0	35	17	1,75	605	86,4	5,45	62,7	14,8	1,75
16	160	65	7,5	10,5	5,5	115	24,0	18,8	35	21	1,84	925	116	6,21	85,3	18,6	1,89
18	180	70	8	11	5,5	133	28,0	22,0	40	21	1,92	1350	150	6,95	114	22,4	2,02
20	200	75	8,5	11,5	6	151	32,2	25,3	40	23	2,01	1910	191	7,70	148	27,0	2,14
22	220	80	9	12,5	6,5	167	37,4	29,4	45	23	2,14	2690	245	8,48	197	33,6	2,30
25/8	250	80	10	12,5	6,5	195	43,5	34,0	45	25	2,14	3770	302	9,40	238	40,6	2,36
25/10	250	100	10	16	8	180	53,7	42,2	55	25	2,88	5180	414	9,80	440	61,7	2,86
30	300	90	13	14	4	230	60,7	47,65	50	25	2,14	7310	487	10,95	349	51,0	2,39



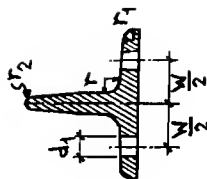
Para agujeros de $\phi < d_1$ se tomará la misma distancia W



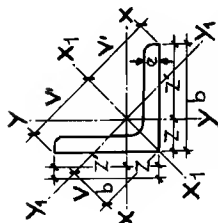
Perfil	Dimensiones en mm						Sec. ción	Peso kg/m	Gra mil W mm	Agu je- ro d1 mm	Sec. ne- ta cm2	Posición centro - gravedad Z1		Referido al eje x-x		Referido al eje y-y		Referido al eje	
	b	h	e	r	r1	r2						Z1	Z2	Ix	Rx	Iy	Ry	Iy	Ry
20·20·3	20	20	3	3	1,5	1	1,12	0,88	-	-	-	0,58	1,42	0,38	0,27	0,20	0,20	0,42	0,20
25·25·3,5	25	25	3,5	3,5	2	1	1,64	1,29	-	-	-	0,73	1,77	0,87	0,49	0,43	0,34	0,51	0,34
30·30·4	30	30	4	4	2	1	2,26	1,77	-	-	-	0,85	2,15	1,72	0,80	0,87	0,58	0,62	0,58
35·35·4,5	35	35	4,5	4,5	2,5	1	2,97	2,33	-	-	-	0,99	2,51	2,28	1,23	1,57	0,90	0,73	0,90
40·40·5	40	40	5	5	3	1,5	3,77	3,67	24	6,5	3,13	1,12	2,88	5,28	1,84	2,58	1,29	0,83	1,29
45·45·5,5	45	45	5,5	5,5	3,5	2	4,67	4,44	26	6,5	3,96	1,26	3,24	8,13	2,51	4,01	1,78	0,93	1,78
50·50·6	50	50	6	6	4	2	5,66	5,32	30	8,5	4,89	1,39	3,61	12,1	3,36	6,06	2,42	1,03	2,42
60·60·7	60	60	7	7	5	2,5	7,94	6,23	34	11	6,76	1,66	4,34	23,8	5,48	12,2	4,07	1,24	4,07
70·70·8	70	70	8	8	6	3	10,6	8,32	40	11	8,95	1,94	5,06	44,5	8,79	22,2	6,32	1,44	6,32
90·90·10	90	90	10	10	5	2,5	17,1	13,42	50	11	14,9	2,48	6,52	119	18,2	58,5	13,0	1,85	13,0
100·100·10	100	100	10	10	5	2,5	19,2	15,20	60	13	16,6	2,87	7,13	174	24,4	88,2	17,6	2,11	17,6
100·100·11	100	100	11	11	5,5	3	20,9	16,41	60	13	18,0	2,74	7,26	179	24,6	88,4	17,7	2,05	17,7
100·100·13	100	100	13	12	6	3	24,3	19,20	60	13	20,9	2,88	7,12	221	31,0	108,6	21,7	2,10	21,7



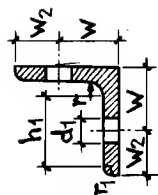
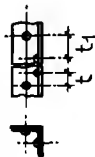
Para agujero de $\emptyset < d_1$ se tomará la misma distancia W



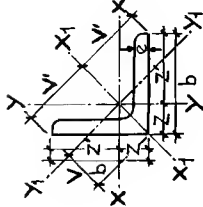
Perfil	Dimensiones en mm.					Sección	Peso kg/m	Grosor mm	Área cm ²	Sec. je- neta cm ²	Posición del centro gravedad		Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	b h e r r ₁ r ₂										Z cm	Z ₁ cm	I _x cm ⁴	R _x cm ³	I _x cm	I _y cm ⁴	R _y cm ³	I _y cm
100-55-8	100	55	8	8	4	2	11,7	60	13	9,62	1,28	4,22	12,8	3,03	1,04	46,0	9,20	1,99
100-60-8	100	60	8	8	4	2	12,0	60	13	9,92	1,37	4,63	21,4	4,63	1,33	48,0	9,60	2,00
100-60-9,5	100	60	9,5	10	5	2,5	14,2	60	13	11,73	1,34	4,66	36,5	7,83	1,60	50,0	10,00	1,87
100-65-8	100	65	8	8	4	2	12,5	60	13	10,42	1,36	5,14	40,9	7,95	1,80	70,0	14,00	2,36
100-75-8	100	75	8	8	4	2	13,2	60	13	11,12	1,70	5,80	63,8	11,00	2,20	88,0	17,60	2,58



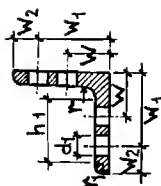
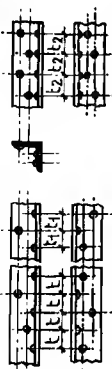
t = Distancia mínima para la cual pueden darse los remaches. t_1 = Distancia mínima para descontar un solo agujero en las barras sometidas a tracción. S_1 = Sección neta descontando un agujero de ϕ d₁. S_2 = Sección neta descontando dos agujeros.



Perfil L	Dimensiones en mm.			Sec- ción	Pe- so Kg/ m.	x-x = y-y				Referido al eje				Gramil y diáme- tro en mm.				Sec- ción	Posición de los ejes en cm.								
	b	e	r			r ₁	I _x cm ⁴	R _x cm ³	I _x cm ⁴	I _{x1} cm ⁴	I _y cm ⁴	R _y cm ³	I _{y1} cm ⁴	I _{xy} cm ⁴	W ₁	W ₂	d ₁		t	t ₁	t ₂	S ₁ cm ²	S ₂ cm ²	Z'	Z	V'	V
55-55-10	55	10	8	4	10,1	7,90	26,3	6,97	1,62	41,4	2,02	11,3	4,65	1,06	30	25	17	25	49	8,40	33	3,78	1,72	3,89	2,43		
60-60-8	60	6	8	4	6,91	5,42	22,8	5,29	1,82	36,1	2,29	9,43	3,95	1,17	35	25	17	10	52	5,89	42	4,31	1,69	4,24	2,39		
60-60-10	60	8	8	4	9,03	7,09	29,1	6,88	1,80	46,1	2,26	12,1	4,84	1,16	35	25	17	15	52	7,67	40	4,23	1,77	4,24	2,50		
65-65-7	65	7	9	4,5	8,70	6,83	33,4	7,18	1,96	53,0	2,47	13,8	5,57	1,15	35	25	17	19	52	9,40	38	4,15	1,85	4,24	2,62		
65-65-11	65	9	9	4,5	11,0	8,62	41,3	9,04	1,94	65,4	2,44	17,2	6,30	1,25	35	30	17	13	52	7,51	44	4,65	1,85	4,60	2,62		
70-70-11	70	11	9	4,5	13,2	10,3	48,8	10,8	1,91	76,8	2,42	20,7	7,31	1,25	35	30	21	32	58	9,11	42	4,57	1,93	4,60	2,73		
70-70-11	70	11	9	4,5	14,3	11,2	61,8	12,7	2,08	97,6	2,61	26,0	8,64	1,35	40	30	21	26	62	10,9	40	4,50	2,00	4,60	2,83		
75-75-12	75	12	10	5	14,1	11,1	71,4	13,5	2,25	113	2,64	22,0	7,59	1,36	40	30	17	0	55	8,21	49	5,03	1,97	4,95	2,79		
75-75-12	75	10	5	5	16,7	13,1	82,4	15,8	2,22	130	2,79	34,7	10,7	1,44	40	35	21	23	62	12,0	45	4,87	2,13	4,95	3,01		
80-80-10	80	10	5	5	11,5	9,03	58,9	11,0	2,26	93,3	2,85	24,4	8,11	1,46	40	35	21	22	62	9,82	52	5,37	2,13	5,30	3,01		
80-80-10	80	10	5	5	14,1	11,1	71,4	13,5	2,25	113	2,83	29,8	9,55	1,45	40	35	23	31	65	11,8	50	5,29	2,21	5,30	3,12		
80-80-12	80	12	10	5	17,9	14,1	102	18,2	2,39	161	3,00	43,0	12,6	1,53	45	35	23	33	65	13,9	48	5,21	2,29	5,30	3,24		
90-90-11	90	9	11	5,5	15,5	12,2	116	18,0	2,74	184	3,45	47,8	13,3	1,76	50	40	23	0	72	10,6	57	5,74	2,26	5,66	3,20		
90-90-11	90	11	5,5	5	18,7	14,7	138	21,6	2,72	218	3,41	57,1	15,4	1,75	50	40	23	11	72	12,8	62	6,38	2,62	6,36	3,70		
13-90-13	90	13	11	5,5	21,8	17,1	158	25,1	2,69	250	3,39	65,9	17,3	1,74	50	40	25	29	75	16,2	60	6,30	2,70	6,36	3,81		



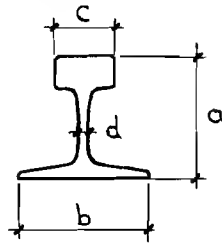
t = Distancia mínima para la cual pueden darse los remaches. t_1 = Distancia mínima para descontar un solo agujero en las barras sometidas a tracción. t_2 = Distancia mínima para descontar dos agujeros das a tracción. t_2 = Distancia mínima para descontar dos agujeros en las barras sometidas a tracción. S_1 = Sección neta descontando un agujero de ϕ d. S_2 = Sección neta descontando dos agujeros.



Perfil	Dimensiones en mm.				Sección	Pasos Kg./m.	Referido al eje				Gramil y diámetro normal en mm.						Sección	Sec	Posición de los ejes en cm.										
	b	s	r	r ₁			$x-x = y-y$	I_x	R_x	I_y	R_y	$x_1 - x_2$	I_{x1}	I_{y1}	R_{x1}	R_{y1}			W	W ₁	W ₂	d ₁	t	t ₁	t ₂	S ₁	S ₂	h ₁	Z'
L	10	100	10	12	6	19,2	15,1	177	24,7	3,04	280	3,82	73,3	18,4	1,95	55	45	23	0	75			16,9		72	7,18	2,82	7,07	3,99
	12	100	12	12	6	22,7	17,8	207	29,2	3,02	328	3,80	86,2	21,0	1,95	55	45	23	0	75			19,9		70	7,10	2,90	7,07	4,10
	14	100	14	12	6	26,2	20,6	235	33,5	3,00	372	3,77	98,3	23,4	1,94	55	45	25	22	78			22,7		68	7,02	2,98	7,07	4,21
110-110	10	110	10	12	6	21,2	16,6	239	30,1	3,36	379	4,23	98,6	22,7	2,16	45	70	40	23	21	84	65	18,9	16,6	82	7,93	3,07	7,78	4,34
	12	110	12	12	6	25,1	19,7	280	35,7	3,34	444	4,21	116	26,1	2,15	45	70	40	25	34	88	71	22,1	19,1	80	7,85	3,15	7,78	4,45
	14	110	14	12	6	29,0	22,8	319	41,0	3,32	505	4,18	133	29,3	2,14	45	70	40	25	36	88	71	25,5	22,0	78	7,79	3,21	7,78	4,54
120-120	11	120	11	13	6,5	25,4	19,9	341	39,5	3,66	541	4,62	140	29,5	2,35	50	80	40	23	11	89	63	22,9	20,3	89	8,64	3,36	8,49	4,75
	13	120	13	13	6,5	29,7	23,3	394	46,0	3,64	625	4,59	162	33,3	2,34	50	80	40	25	32	93	69	26,4	23,2	87	8,56	3,44	8,49	4,86
	15	120	15	13	6,5	33,9	26,6	446	52,5	3,63	705	4,56	186	37,5	2,34	50	80	40	25	32	93	69	30,1	26,4	85	8,59	3,51	8,49	4,96
130-130	12	130	12	14	7	30,0	23,6	472	50,4	3,97	750	5,00	194	37,7	2,54	50	90	40	25	28	98	64	27,0	24,0	97	9,36	3,64	9,19	5,15
	14	130	14	14	7	34,7	27,2	540	58,2	3,94	857	4,97	223	42,4	2,53	50	90	40	25	31	98	64	31,2	27,7	95	9,28	3,72	9,19	5,26
	16	130	16	14	7	39,3	30,9	605	65,8	3,92	959	4,94	251	46,7	2,52	50	90	40	25	33	98	64	35,3	31,3	93	9,20	3,80	9,19	5,37
140-140	13	140	13	15	7,5	35,0	27,5	638	63,3	4,27	1010	5,38	262	47,3	2,74	55	100	40	25	20	103	60	31,7	28,5	104	10,08	3,92	9,90	5,54
	15	140	15	15	7,5	40,0	31,4	723	72,3	4,25	1150	5,36	298	52,7	2,73	55	100	40	25	24	103	60	36,2	32,5	102	10,00	4,00	9,90	5,66
	17	140	17	15	7,5	45,0	35,3	805	81,2	4,23	1280	5,33	334	57,9	2,72	55	100	40	25	26	103	60	40,7	36,5	100	9,92	4,08	9,90	5,77
150-150	14	150	14	16	8	40,3	31,6	845	78,2	4,58	1340	5,77	347	58,3	2,94	55	110	40	25	22	108	58	36,8	33,3	112	10,79	4,21	10,6	5,95
	16	150	16	16	8	45,7	35,9	949	88,7	4,56	1510	5,74	391	64,4	2,93	55	110	40	25	26	108	58	41,7	37,7	110	10,71	4,29	10,6	6,07
	18	150	18	16	8	51,0	40,1	1050	99,3	4,54	1670	5,70	438	71,0	2,93	55	110	40	28	29	108	58	46,0	41,0	108	10,64	4,36	10,6	6,17

DIMENSIONES CORRIENTES DE LAS CHAPAS QUE SE LAMINAN												
	ANCHOS en metros										Espe- sor en mm	
	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9		2
LARGOS en metros	2											1
	2											1,1
	2											1,3
	2											1,5
	2											1,7
	2											1,9
	2,5											2,1
	2,5											2,4
	3											2,7
	4	4	3,5	3,5	3							3
	4	4	4	4	3,5							4
	4	4	6	6	5,5	5	5					5
	6	6	6	6	5,5	5	5	5	5			6
	6	6	6	6	5,5	5	5	5	5			7
	7	7	6,5	6,5	6	5,5	5,5	5	5	3,5	3	8
	7	7	6,5	6,5	6	5,5	5,5	5,5	5	4,5	4	9
	7	7	7	6,5	6,5	6	6	6	5,5	5	4,5	10
	8	8	7,5	7	6,5	6	6	6	5,5	5	4,5	11
	7	7	6,5	6	6	5,5	5,5	5	5	4,5	4	12
	7	6	6	5	5	5	5	4,5	4,5	4	3,5	13
	6,5	6	5,5	5	4,5	4,5	4,5	4	4	4	3,5	14
	6,5	6	5,5	5	4,5	4,5	4	4	3,5	3,5	3	15
	6	5,5	5	4,5	4	4	4	3,5	3,5	3	3	16
	6	5,5	5	4,5	4	3,5	3,5	3	3	3	2,5	17
	5,5	5	4,5	4	4	3,5	3,5	3	3	3	2,5	18
	5	4,5	4	4	4	3,5	3	3	2,5	2,5	2,5	19
	5	4,5	4	4	3,5	3,5	3	3	2,5	2,5	2,5	20
	4,5	4	3,5	3,5	3	3	3	3	2,5	2,5	2,5	21
	4,5	4	3,5	3,5	3	3	3	2,5	2,5	2,5	2,5	22
	4	4	3,5	3	3	3	2,5	2,5	2	2	2	23
	4	3,5	3,5	3	3	2,5	2,5	2,5	2	2	2	24
	4	3,5	3	3	2,7	2,5	2,5	2,5	2	2	2	25
	3,5	3,5	3	3	2,5	2,5	2,5	2,5	2	2	2	26
	3,5	3,5	3	3	2,5	2,5	2	2	2	2	2	27
	3,5	3	2,7	2,5	2,5	2,2	2	2	2	2	2	28
	3,5	3	2,7	2,5	2,5	2,2	2	2	2	2	2	29
	3,5	3	2,7	2,5	2,5	2,1	2	2	2	2	2	30

CARRILES



Dimensiones en mm.				Sección en cm ²	Peso en Kg/m	Momentos		OBSERVACIONES
a	b	c	d			I _{xx} cm ⁴	R _{xx} cm ³	
50	44,5	21	4	5,73	4,5	17,79	6,31	
38	35	20	5	6,37	5	13,06	6,07	
65	49,5	25	4,5	8,66	6,8	52,28	15,02	
50	50	25	6	8,92	7	29,15	10,12	
57	47	27	6	10,57	8,3	42,8	14,21	
64	59	34	8	12,73	10	68,35	20,34	
70	56,5	32	5,5	12,73	10	88,51	24,58	
70	65	35	7	15,28	12	97,18	25,91	
80	70	38	9,5	17,83	14	151,25	36,7	
82	64	38	9	19,1	15	167	38,8	
97	82	46	10	25,09	19,7	310,51	62,85	
100	85	45	8	25,48	20	335	67	
96	82	46	10	25,48	20	307,76	64,25	
95	89	51	10	28,60	22,45	348	70,8	
90	84	47	12	28,66	22,5	294,5	64,03	
100	94	50	10	29,94	23,5	387,16	74,43	
104	96,5	52,5	10,5	32,10	25,2	455	86	
104	98	54	12	33,12	26	465,4	88,48	
101,6	98,5	57,2	12,5	33,35	27,75	454,8	83	
112,5	102,5	54	12	36,30	28,5	598	101,7	
110	100	53	12	38,21	30	600	102,5	Unificado espa.
125	95	54	12	38,21	30	760,8	121,9	
115,5	105	56	12	38,21	30	678,9	113	
117,3	115	58	11	38,21	30	727	117,43	
124	100	52	11	38,21	30	775,75	123,9	
113,7	112,7	61,1	12,7	41,02	32,2	690,5	118	
112,71	112,71	58,73	12,3	41,07	32,244	687,73	120,8	
115	115	60	13	41,25	32,385	730	120	
125	105	58	13	41,40	32,5	838,3	130,7	
121	110	56	13	44,58	35	850	130	Unificado espa.
129	112	54	14	45,86	36	1000	140	
125	111,7	67,6	13,5	46,66	37	984,5	152,64	
128	118	60	14	51	40	1090	160,2	Unificado espa.
131	126	60	15	50,95	40	1144,12	164,38	
131	125	60	15	50,95	40	1130	163,76	
134	130	62	15	54,14	42,5	1270,4	182	
142	130	66	15	57,38	45	1506,2	205,6	Unificado espa.
144	134	60	15	57,32	45	1560	201,55	
147	130	68	15,5	63,80	50	1790	230,5	Unificado espa.

DIMENSIONES DE LOS HIERROS REDONDOS

Diámetro en mm	Peso en kg/m	Perime- tro $\pi \cdot D$ cm	Sección en cm ²	Diámetro en mm.	Peso en kg/m	Perime- tro $\pi \cdot D$ cm.	Sección en cm ²
5	0,154	1,57	0,20	18	1,998	5,65	2,54
6	0,222	1,89	0,28	19	2,226	5,97	2,84
7	0,302	2,20	0,38	20	2,466	6,28	3,14
8	0,395	2,51	0,50	22	2,984	6,91	3,80
9	0,499	2,83	0,64	24	3,551	7,54	4,52
10	0,617	3,14	0,79	25	3,853	7,85	4,91
11	0,746	3,46	0,95	26	4,168	8,17	5,31
12	0,888	3,77	1,13	28	4,834	8,80	6,16
13	1,042	4,08	1,33	30	5,549	9,42	7,07
14	1,208	4,40	1,54	32	6,313	10,05	8,04
15	1,387	4,71	1,77	35	7,552	10,99	9,62
16	1,578	5,03	2,01	36	7,990	11,31	10,18
17	1,782	5,34	2,27	40	9,865	12,57	12,56

LONGITUDES DE LAMINADO DE DIFERENTES PERFILES

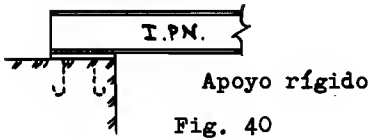
Para proyectar estructuras se puede contar con las longitudes siguientes en los perfiles:

I PN 8 a I PN 50	de 10 a 12 metros
U PN 8 a U PN 30	de 10 a 12 metros
└ 15·15·3 a └ 40·40·6	de 4 a 6 metros
└ 50·50·5 a └ 150·150·18	de 10 a 12 metros
└ 20·20·3 a └ 50·50·6	de 4 a 6 metros
└ 60·60·7 a └ 100·100·13	de 10 a 12 metros
I 14 - 14 a I 22 - 22	de 10 a 12 metros

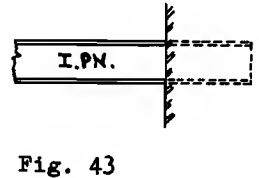
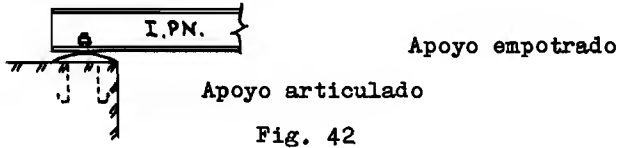
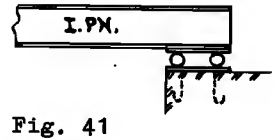
2 VIGAS

TIPOS DE APOYOS DE LAS VIGAS

Las vigas pueden tener los cuatro tipos de apoyos siguientes (Fig. 40 a 43):



Apoyo móvil



TIPOS DE VIGAS

- a) Viga simplemente apoyada (estáticamente determinada).

Viga isostática

(Fig. 44).



Fig. 44

- b) Viga empotrada en un extremo y con el otro libre (estáticamente determinada). Viga isostática (fig. 45).



Fig. 45

- c) Viga empotrada en un extremo y simplemente apoyada en el otro - (estáticamente indeterminada). Viga hiperestática (Fig. 46).

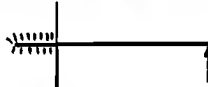


Fig. 46

- d) Viga empotrada en un extremo, con el otro libre y apoyada simplemente entre el apoyo libre y el empotramiento (estáticamente indeterminada). Viga hiperestática (fig. 47).

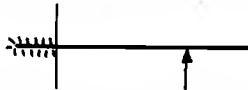


Fig. 47

- e) Viga con los dos extremos libres y simplemente apoyada entre ellos (estáticamente determinada). Viga isostática (fig. 48).

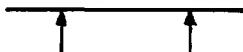


Fig. 48

- f) Viga simplemente apoyada y con un extremo libre (estáticamente determinada). Viga isostática. (Fig. 49).

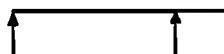
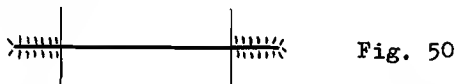


Fig. 49

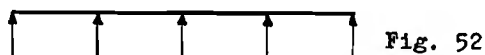
- g) Viga empotrada en sus dos extremos (estáticamente indeterminada). Viga hiperestática. (Fig. 50).



- h) Vigas articuladas o Gerber (estáticamente determinadas). Vigas isostáticas. (Fig. 51)



- i) Vigas continuas (estáticamente indeterminadas). Vigas hiperestáticas (Fig. 52).



El grado que son estáticamente indeterminadas es igual al número de soportes interiores. La viga del ejemplo anterior es tres veces estáticamente indeterminada.

(Para obtener la fórmula de cálculo de las vigas estáticamente indeterminadas se tiene que proceder de diferente manera que con las estáticamente determinadas, porque tienen más de tres incógnitas).

PRINCIPALES CARGAS DE LAS VIGAS

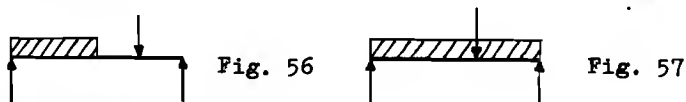
- a) Carga uniformemente repartida (Fig. 53).



- b) Carga concentrada móvil o inmovil. (Figs. 54 y 55).



- c) Carga uniformemente repartida, más carga concentrada (Fig. 56 y 57).



- d) Cargas varias (Fig. 58 y 59).



F L E C H A

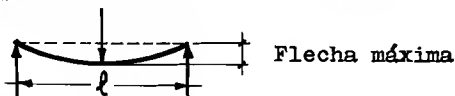
Si una viga se carga con exceso se produce en ella una deformación plástica, que puede llegar hasta la rotura (deformación permanente aun quitándole la carga a la viga). Para evitar esto existen unas fórmulas para cada caso, con las cuales se calculan las vigas.

En una viga que está calculada para soportar una carga determinada, al ponerle esta carga encima se produce en ella una deforma-

ción elástica (quiere decir que cuando se le quite la carga se le quitará la deformación).

La deformación elástica toma la forma de una curva y tiene el valor máximo, según sea la carga y los apoyos de la viga. A esta deformación se le llama FLECHA (Fig. 60).

Fig. 60



Para evitar que esta flecha sea excesiva, hay unas normas que dan la máxima admisible según el tipo de viga. Por lo tanto después de calcular el perfil de la viga, se comprobará si la flecha que da ese perfil es admisible, y si no lo es se tomará otro mayor.

Las flechas máximas admisibles son las siguientes:

a) Vigas de edificios y correas de cubierta.

l= longitud en m.	Viga libre	Viga metida en el piso
> 5	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{200}$
> 7	$\frac{1}{500}$	$\frac{1}{300}$

siendo $l \leq 5$ metros no hace falta comprobar su flecha en vigas \geq I PN 14. En los perfiles menores la flecha máxima será $1/200$.

b) Vigas en voladizo. $\frac{1}{250}$ (flecha en el extremo volado).

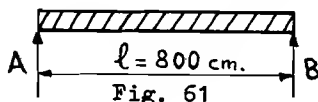
c) Vigas para grúas puente y carrileras.

Grúas movidas electricamente	$\frac{1}{1000}$
Grúas movidas a mano	$\frac{1}{500}$

CALCULO ANALITICO DE VIGAS

a) Cálculo de una viga simplemente apoyada, con carga uniformemente repartida. Datos: $l = 800$ cm., Carga por cm. lineal $q = 5$ kg. $R_A =$ Reacción en el apoyo A. $R_B =$ Reacción en el apoyo B. $M_f =$ Momento flector $Q =$ Esfuerzo cortante. $R_x =$ Momento resistente. $C = q \cdot l = 5 \cdot 800 = 4.000$ Kg. $T_{adm} = 1.200$ kg/cm².

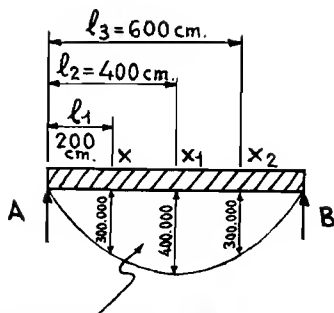
Reacciones Fig. 61



$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{5 \cdot 800}{2} = 2.000 \text{ kg}$$

Momentos flectores Fig. 62

Fig. 62



Representación gráfica del momento flector

$$Mf_A = 0$$

$$Mf_x = \frac{R_A \cdot 2 \cdot l_1}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_1}{l}\right) =$$

$$= \frac{2000 \cdot 2 \cdot 200}{2} \cdot \left(1 - \frac{200}{800}\right) = 300.000 \text{ kg.cm}$$

$$Mf_{x1} = \frac{R_A \cdot 2 \cdot l_2}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_2}{l}\right) =$$

$$= \frac{2000 \cdot 2 \cdot 400}{2} \cdot \left(1 - \frac{400}{800}\right) = 400.000 \text{ kg.cm.}$$

$$Mf_{x2} = \frac{R_A \cdot 2 \cdot l_3}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_3}{l}\right) =$$

$$= \frac{2000 \cdot 2 \cdot 600}{2} \cdot \left(1 - \frac{600}{800}\right) = 300.000 \text{ Kg.cm.}$$

$$Mf_B = 0 \quad Mf_{\max} = \frac{C \cdot l}{8}$$

Esfuerzos cortantes Fig. 63

Representación gráfica del esfuerzo cortante.

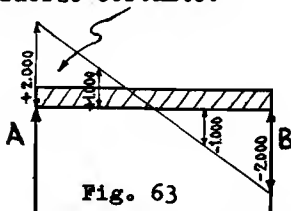


Fig. 63

$$Q_A = R_A = +2.000 \text{ Kg.}$$

$$Q_x = R_A - q \cdot l_1 = 2.000 - 5 \cdot 200 = +1.000 \text{ Kg}$$

$$Q_{x1} = R_A - q \cdot l_2 = 2.000 - 5 \cdot 400 = 0$$

$$Q_{x2} = R_A - q \cdot l_3 = 2000 - 5 \cdot 600 = -1.000 \text{ Kg.}$$

$$Q_B = R_A - q \cdot l = 2000 - 5 \cdot 800 = -2.000 \text{ Kg.}$$

Momento resistente necesario del perfil para resistir la carga de la viga.

$$R_x = \frac{\text{Momento flector}}{\text{Tensión del trabajo}} = \frac{400.000}{1.200} = 333,3 \text{ cm}^3.$$

Si miramos en las tablas veremos que la que más se aproxima - por exceso es la I.P.N. 24, que tiene de momento resistente 354 cm³. - Ahora se tendrá que comprobar si con este perfil se consigue la flecha admisible. La fórmula para hallar la flecha es la siguiente:

$$\text{Flecha máxima} = \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 4000 \cdot 800^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 4250} = 2,9 \text{ cm.}$$

La flecha máxima admisible según las fórmulas anteriores es:

$$f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{800}{500} = 1,6 \text{ cm.}$$

Luego la flecha que dá la I. PN. 24 no es admisible y se tendrá que probar con el perfil siguiente I.PN. 30.

$$\text{Flecha máxima} = \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 4000 \cdot 800^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 9800} = 1,3 \text{ cm.}$$

la flecha es admisible y, por lo tanto, vale la I.PN. 30.

Ahora falta el cálculo a la tensión cortante, que se hará de la siguiente forma:

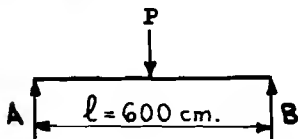
$$\text{Tensión cortante} = \frac{Q}{S} = \frac{2000}{69,1} = 28 \text{ Kg/cm}^2 < 960 \text{ luego vale también}$$

N O T A: En el ejemplo anterior, a la carga "q" por centimetro lineal se le ha dado un aumento para el peso del perfil, ya que de no hacerlo así habría que rehacer nuevamente los cálculos con dicho aumento.

b). Cálculo de una viga simplemente apoyada, con carga concentrada en el centro de la viga. Datos; $l = 600 \text{ cm.}$ Carga concentrada $P = 1.000 \text{ Kg.}$ $R_A =$ Reacción en el apoyo A. $R_B =$ Reacción en el apoyo B. $M_f =$ Momento flector. $Q =$ Esfuerzo cortante. $R_x =$ Momento resistente. $T_{adm} = 1.200 \text{ Kg/cm}^2.$

Reacciones Fig. 64

$$\text{Fig. 64} \quad R_A = R_B = \frac{P}{2} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ Kg.}$$



Momentos flectores Fig. 65

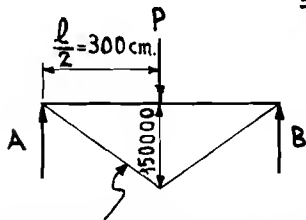


Fig. 65

$$\begin{aligned} M_{fA} &= 0 \\ M_{fP} &= R_A \cdot \frac{l}{2} = 500 \cdot 300 = \frac{Pl}{4} = \frac{1000 \cdot 600}{4} = 150.000 \text{ Kg.cm.} \\ M_{fB} &= 0 \end{aligned}$$

Representación gráfica del momento flector.

Esfuerzos cortantes Fig. 66

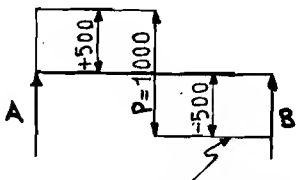


Fig. 66 Representación gráfica del esfuerzo cortante.

$$\begin{aligned} Q_A &= R_A = +500 \text{ Kg.} \\ Q_P &= R_A - P = 500 - 1000 = -500 \text{ Kg} \\ Q_B &= R_B = -500 \text{ Kg.} \\ (Q_P &= \text{al lado derecho de } P) \end{aligned}$$

Momento resistente necesario del perfil para resistir la carga concentrada P.

$$R_x = \frac{\text{Momento flector}}{\text{Tensión de trabajo}} = \frac{150.000}{1.200} = 125 \text{ cm}^3.$$

Si miramos en las tablas veremos que la más aproximada por ex-
ceso es la I.PN. 18, que tiene de momento resistente 161 cm³. Ahora se
tendrá que comprobar si con éste perfil se consigue la flecha admisible.
La fórmula para hallar la flecha es la siguiente:

$$\text{Flecha máxima} = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{1000 \cdot 600^3}{48 \cdot 2100000 \cdot 1450} = 1,4 \text{ cm.}$$

La flecha máxima admisible según las fórmulas anteriores es:

$$f_{\text{max}} = \frac{1}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la flecha es admisible y vale la I.PN. 18. Ahora
se tendrá que hallar el momento resistente necesario, para soportar la
carga uniformemente repartida del peso propio de la viga, y, sumárselo
al de la carga concentrada. Peso por metro de la I.PN. 18 = 21,9 Kg.

$$C = 6 \cdot 21,9 = 131,4 \text{ Kg.} \quad M_f = \frac{C \cdot l}{8} = \frac{132 \cdot 600}{8} = 9.900 \text{ Kg.cm.}$$

$$R_x = \frac{9.900}{1.200} = 8,2 \text{ cm}^3.; \quad 125 + 8,2 = 133,2 \text{ cm}^3.$$

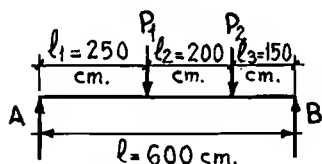
Como la I.PN. 18 tiene un momento resistente de 161 cm³. vale.
Ahora habrá que comprobar la flecha con el aumento del peso del perfil.

$$\text{Flecha máxima} = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} + \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{1.000 \cdot 600^3}{48 \cdot 2100000 \cdot 1450} + \frac{5 \cdot 132 \cdot 600^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 1450} = 1,5 \text{ cm. luego vale también}$$

$$\text{Tensión cortante} = \frac{Q}{S} = \frac{500}{27,9} = 17 \text{ Kg/cm}^2 < 960 \text{ luego es admisible.}$$

c). Cálculo de una viga simplemente apoyada, con dos cargas concentra-
das. Datos; $l = 600 \text{ cm.}$ $P_2 = 1100 \text{ Kg.}$ $P_1 = 600 \text{ Kg.}$ $T_{\text{adm}} = 1200 \text{ Kg/cm}^2.$

Ecuación de equilibrio Fig. 67



$$R_A \cdot l - P_1 \cdot (l_2 + l_3) - P_2 \cdot l_3 = 0$$

$$R_A = \frac{P_1 \cdot (l_2 + l_3) + P_2 \cdot l_3}{l} = \frac{600 \cdot 350 + 1100 \cdot 150}{600}$$

$$= 625 \text{ Kg.}$$

$$R_B = P_1 + P_2 - R_A = 600 + 1100 - 625 = 1.075 \text{ Kg.}$$

Fig. 67

Momentos flectores Fig. 68

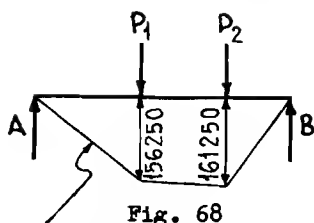


Fig. 68

Representación gráfica del momento flector.

$$Mf_A = 0$$

$$Mf_{P1} = R_A \cdot l_1 = 625 \cdot 250 = 156250 \text{ Kg.cm.}$$

$$Mf_{P2} = R_A \cdot (l_1 + l_2) - P_1 \cdot l_2 = 625 \cdot 450 - 600 \cdot 200 = 161.250 \text{ Kg.cm.}$$

$$Mf_B = 0$$

Esfuerzos cortantes Fig. 69

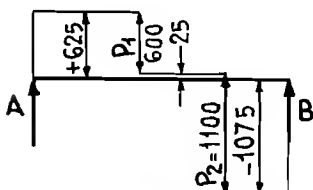


Fig. 69

Representación gráfica del esfuerzo cortante.

$$Q_A = R_A = +625 \text{ Kg.}$$

$$Q_{P1} = R_A - P_1 = 625 - 600 = +25 \text{ Kg.}$$

$$Q_{P2} = R_A - P_1 - P_2 = 625 - 600 - 1100 = -1075 \text{ Kg.}$$

$$Q_B = R_B = -1.075 \text{ Kg.}$$

$$(Q_{Px} = \text{al lado derecho de } P_x)$$

Momento resistente necesario del perfil para resistir las dos cargas concentradas.

$$R_x = \frac{Mf_{\max}}{T_f} = \frac{161.250}{1.200} = 134,5 \text{ cm}^3.$$

Si miramos en las tablas veremos que la más aproximada por exceso es la I.PN. 18, que tiene de momento resistente 161 cm³. Ahora se tendrá que comprobar si con éste perfil se consigue la flecha admisible. La fórmula para hallar la flecha con aproximación es la siguiente:

$$f_{\max} = \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{E \cdot I \cdot 3 \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{E \cdot I \cdot 3 \cdot l} =$$

$$\frac{600 \cdot 250^2 \cdot 350^2}{2100000 \cdot 1450 \cdot 3 \cdot 600} + \frac{1100 \cdot 450^2 \cdot 150^2}{2100000 \cdot 1450 \cdot 3 \cdot 600} = 1,76 \text{ cm.}$$

La flecha máxima según las fórmulas anteriores es:

$$f_{\max} = \frac{1}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la flecha es admisible y vale la I.PN. 18. Ahora se tendrá que calcular el momento resistente necesario para soportar la carga uniformemente repartida del peso propio de la viga, y sumarse lo al de la carga concentrada. Peso por metro de la I.PN. 18 = 21,9 Kg.

$$C = 6 \cdot 21,9 = 131,4 \text{ Kg.} \quad M_f = \frac{C \cdot l}{8} = \frac{132 \cdot 600}{8} = 9.900 \text{ Kg.cm.}$$

$$R_x = \frac{9.900}{1.200} = 8,2 \text{ cm}^3. ; 134,5 + 8,2 = 142,7 \text{ cm}^3.$$

Como la I.P.N. 18 tiene un momento resistente de 161 cm³, vale. Ahora habrá que comprobar la flecha con el aumento del peso del perfil.

$$f_{\max} = 1,76 + \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = 1,88 \text{ luego vale también}$$

$$\text{Tensión cortante} = \frac{Q}{S} = \frac{1.075}{27,9} = 38 \text{ Kg/cm}^2 < 960 \text{ luego es admisible.}$$

d). Cálculo de una viga simplemente apoyada, con carga uniformemente repartida y carga concentrada (Fig. 70).

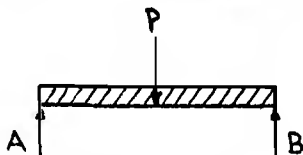


Fig. 70

Este ejemplo es como los ya explicados en los apartados a y b, solamente que ahora van unidos. Para su solución se procederá de la siguiente manera:

- 1º.- Hallar los momentos flectores de la carga concentrada y uniformemente repartida, y sumarlos.
- 2º.- Hallar el momento resistente necesario del perfil.
- 3º.- Buscar en las tablas el perfil con un momento resistente igual o mayor.
- 4º.- Hallar las flechas de la carga concentrada y uniformemente repartida, y sumárselas.
- 5º.- Hallar la flecha máxima admisible según su luz, y comprobar si vale el perfil.
- 6º.- Hallar la flecha del peso propio de la viga y sumárselo a las otras dos, comprobando si vale definitivamente el perfil.
- 7º.- Si no vale, aumentar al siguiente perfil y comprobar nuevamente los mismos cálculos.
- 8º.- Hallar la tensión cortante y ver si es admisible.

e). Cálculo de una viga simplemente apoyada con dos cargas concentradas móviles, y separadas entre sí 1 metro. Datos; $l = 500 \text{ cm.}$ $P_1 = 1.000 \text{ Kg.}$ $P_2 = 500 \text{ Kg.}$ Fig. 71.

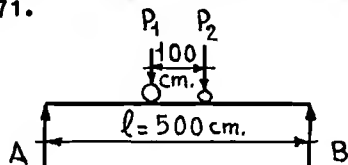


Fig. 71

Para el cálculo de la viga se procederá como en el apartado C. De todas formas, para mayor claridad se representarán a continuación, gráficamente, los momentos flectores y esfuerzos cortantes, actuando las cargas en tres sitios diferentes (Fig. 72 a 74).

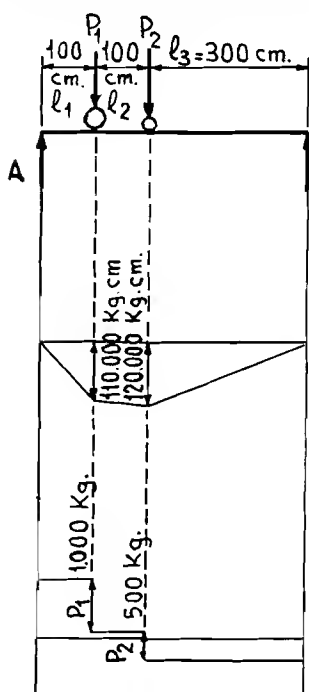


Fig. 72

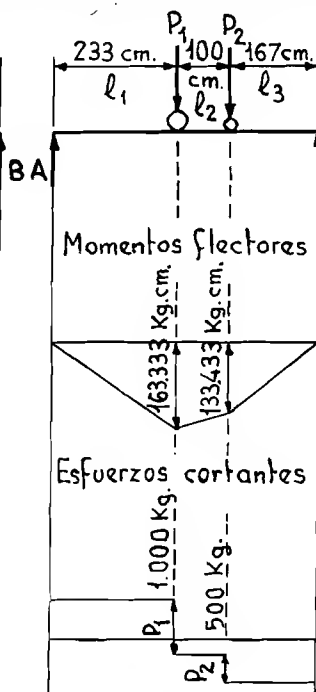


Fig. 73

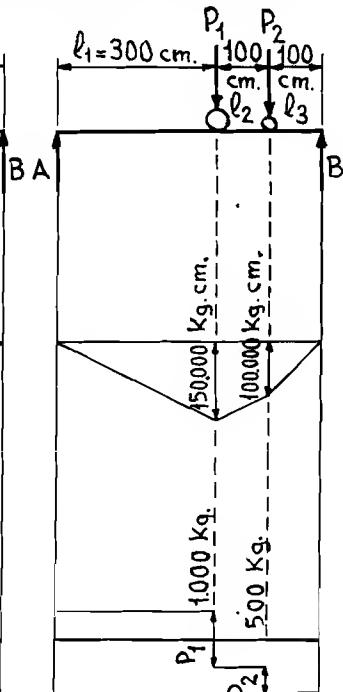


Fig. 74

El caso de carga del centro tiene el máximo momento flector, para que ésto suceda se deberá cumplir la siguiente condición:

$$l_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{P_2 \cdot l_2}{P_1 + P_2}\right)$$

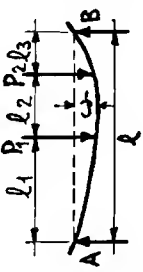

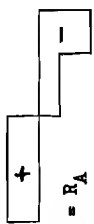
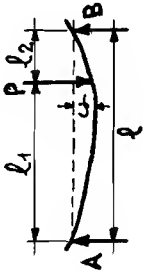

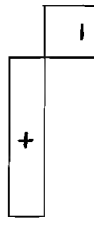


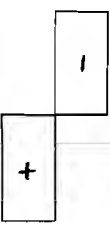
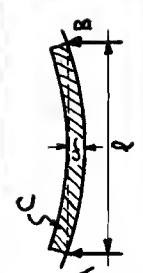

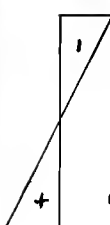
La máxima reacción de apoyo, será cuando la carga P_1 esté sobre el apoyo A.

T A B L A S

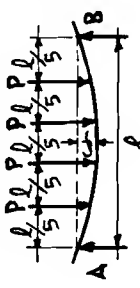


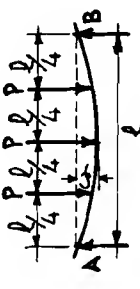

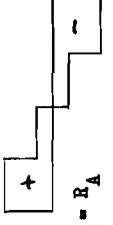
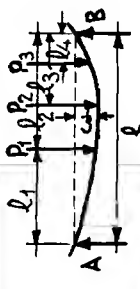


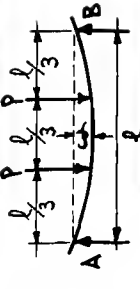
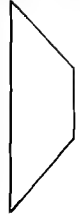
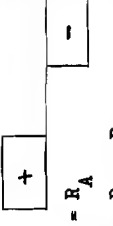
A continuación vienen las tablas de los principales tipos de vigas con sus correspondientes cargas, que se pueden muy bien interpretar con los conocimientos adquiridos hasta aquí.

En el caso de que se tengan sobre la viga, carga uniformemente repartida y concentrada, se sumarán los momentos, esfuerzos, reacciones y flechas en sus puntos respectivos como se ha hecho anteriormente ($C = \text{Kg.}$, $l = \text{cm.}$, $q = \text{Kg/cm.}$, $Q_{px} =$ al lado derecho o izquierdo de P_x).

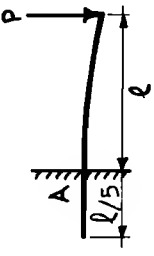
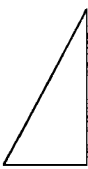
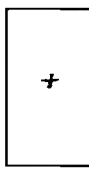
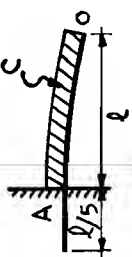

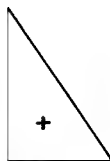
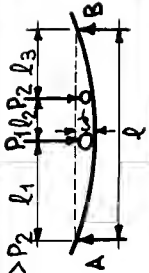


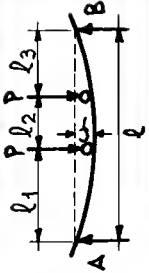

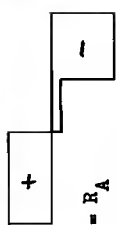
Las vigas Gerber no se han incluido, pues debido a su flecha salen los perfiles mayores que las vigas continuas.

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	 $M_{P_1}^* = R_A \cdot l_1$ $M_{P_2}^* = R_A \cdot (l_1 + l_2) - P_1 \cdot l_2$	 $Q_A = R_A$ $Q_{P_1} = R_A - P_1$ $Q_{P_2} = R_A - P_1 - P_2$ $Q_B = R_A - P_1 - P_2$	$A = \frac{P_1 \cdot (l_2 + l_3) + P_2 \cdot l_3}{1}$ $B = P_1 + P_2 - A$	$f = \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} *$
	 $M_{\max}^* = \frac{P \cdot l_1 \cdot l_2}{l}$	 $Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P$	$A = \frac{P \cdot l_2}{l}; B = \frac{P \cdot l_1}{l}$	$f = \frac{P \cdot l_2}{27 \cdot E \cdot I \cdot l} \cdot \sqrt[3]{3 \cdot (l_2^2 - l_1^2)^3}$ $f = \frac{P \cdot l_1}{27 \cdot E \cdot I \cdot l} \cdot \sqrt[3]{3 \cdot (l_2^2 - l_1^2)^3} \text{ cuando } l_1 < l_2$
	 $M_{\max}^* = \frac{P \cdot l}{4}$	 $Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P$	$A = B = \frac{P}{2}$	$f = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I}$
	 $M_{\max}^* = \frac{C \cdot l}{8}$	 $Q_A = R_A$ $Q_{\frac{l}{2}} = 0$ $Q_B = R_B$	$A = B = \frac{C}{2}$	$f = \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I}$

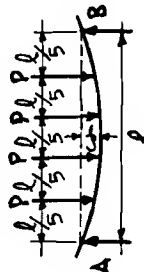

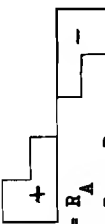
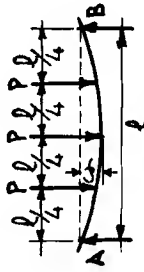

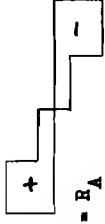
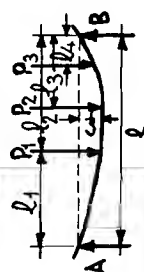


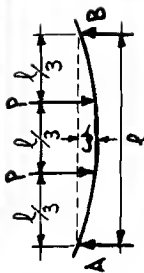


Con aproximación *

Tipo de carga	Momentos flectores	Esfuerzos cortantes	Reac. apoyos	Flecha máxima
	 $M_{\max}^f = \frac{3 \cdot P \cdot l}{5}$ <p>Con ≥ 5 cargas se calculará como carga uniformemente repartida.</p>	 $\begin{aligned} Q_A &= R_A \\ Q_P &= R_A - P \\ Q_P &= R_A - P - P \\ Q_P &= R_A - P - P - P \\ Q_P &= R_A - P - P - P - P \\ Q_B &= R_A - P - P - P - P - P \end{aligned}$	$A = B = 2 \cdot P$	$f = \frac{63 \cdot P \cdot l^3}{1000 \cdot E \cdot I}$
	 $M_{\max}^f = \frac{P \cdot l}{2}$	 $\begin{aligned} Q_A &= R_A \\ Q_P &= R_A - P \\ Q_P &= R_A - P - P \\ Q_P &= R_A - P - P - P \\ Q_B &= R_A - P - P - P - P \end{aligned}$	$A = B = \frac{3 \cdot P}{2}$	$f = \frac{19 \cdot P \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I}$
	 $\begin{aligned} M_{P1}^f &= R_A \cdot l_1 \\ M_{P2}^f &= R_A \cdot (l_1 + l_2) - P_1 \cdot (l_2 - l_1) \\ M_{P3}^f &= R_A \cdot (l_1 + l_2 + l_3) - P_1 \cdot (l_2 - l_1) - P_2 \cdot (l_3 - l_2) \end{aligned}$	 $\begin{aligned} Q_A &= R_A \\ Q_{P1} &= R_A - P_1 \\ Q_{P2} &= R_A - P_1 - P_2 \\ Q_{P3} &= R_A - P_1 - P_2 - P_3 \\ Q_B &= R_A - P_1 - P_2 - P_3 \end{aligned}$	$\begin{aligned} A &= \frac{P_1 \cdot l_1 + P_2 \cdot l_2 + P_3 \cdot l_3}{l} \\ B &= P_1 + P_2 + P_3 - A \end{aligned}$	$\begin{aligned} f &= \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot l_2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} \\ &+ \frac{P_3 \cdot (l_1 + l_2 + l_3)^2 \cdot l_4}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} * \end{aligned}$
	 $M_{\max}^f = \frac{P \cdot l}{3}$	 $\begin{aligned} Q_A &= R_A \\ Q_P &= R_A - P \\ Q_P &= R_A - P - P \\ Q_B &= R_A - P - P - P \end{aligned}$	$A = B = P$	$f = \frac{23 \cdot P \cdot l^3}{648 \cdot E \cdot I}$

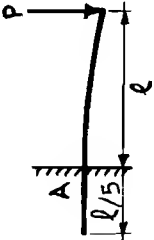

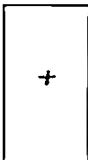
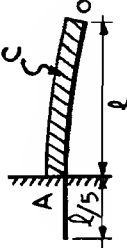

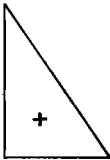
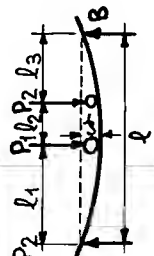


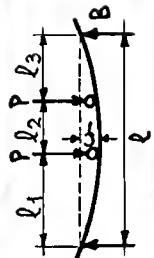

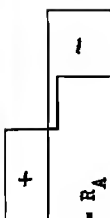
* Con aproximación

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	 $M_{\max}^f = P \cdot l$	 $Q_A = -P$ $Q_P = -P$	$A = P$	$f = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$
	 $M_{\max}^f = \frac{C \cdot l^2}{2}$	 $Q_A = -C$ $Q_O = 0$	$A = C$	$f = \frac{C \cdot l^3}{8 \cdot E \cdot I}$
	 $M_{\max}^f = (P_1 + P_2) \cdot \frac{l^2}{l_1}$ siendo $l_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{P_2 \cdot l_2}{P_1 + P_2}$	 $Q_A = -P_1$ $Q_{P1} = -P_1$ $Q_{P2} = -P_1 - P_2$ $Q_B = -P_1 - P_2$	$A = P_1 + P_2 \cdot \left(\frac{l - l_2}{l} \right)$ A max. cuando P1 está sobre A	$f = \frac{P_1 \cdot l^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} *$
	 $M_{\max}^f = \frac{P_1 \cdot l^2}{2 \cdot l_1} \cdot \left(1 - \frac{l_2}{l} \right)^2$ siendo $l_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_2}{l} \right)$	 $Q_A = -P_1$ $Q_{P1} = -P_1 - P_2$ $Q_{P2} = -P_1 - P_2$ $Q_B = -P_1 - P_2$	$A = \frac{P_1 \cdot l}{l_1} \cdot \left(1 - \frac{l_2}{l} \right)$ A max. cuando P está sobre A	$f = \frac{P_1 \cdot l^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} *$

*Con aproximación

Tipo de carga	Momentos flectores	Esfuerzos cortantes	Reac. apoyos	Flecha máxima
	 $M_{\max} = \frac{3 \cdot P \cdot l}{5}$ <p>Con ≥ 5 cargas se calculará como carga uniformemente repartida.</p>	 $\begin{aligned} Q_A &= R_A \\ Q_P &= R_A - P \\ Q_P &= R_A - P - P \\ Q_P &= R_A - P - P - P \\ Q_P &= R_A - P - P - P - P \\ Q_B &= R_A - P - P - P - P - P \end{aligned}$	$A = B = 2 \cdot P$	$f = \frac{63 \cdot P \cdot l^3}{1000 \cdot E \cdot I}$
	 $M_{\max} = \frac{P \cdot l}{2}$	 $\begin{aligned} Q_A &= R_A \\ Q_P &= R_A - P \\ Q_P &= R_A - P - P \\ Q_P &= R_A - P - P - P \\ Q_B &= R_A - P - P - P - P \end{aligned}$	$A = B = \frac{3 \cdot P}{2}$	$f = \frac{19 \cdot P \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I}$
	 $\begin{aligned} M_{P1} &= R_A \cdot l_1 \\ M_{P2} &= R_A \cdot (l_1 + l_2) - P_1 \cdot l_2 \\ M_{P3} &= R_A \cdot (l_1 + l_2 + l_3) - P_1 \cdot (l_2 + l_3) - P_2 \cdot l_3 \end{aligned}$	 $\begin{aligned} Q_A &= R_A \\ Q_{P1} &= R_A - P_1 \\ Q_{P2} &= R_A - P_1 - P_2 \\ Q_{P3} &= R_A - P_1 - P_2 - P_3 \\ Q_B &= R_A - P_1 - P_2 - P_3 \end{aligned}$	$\begin{aligned} A &= \frac{P_1 \cdot l_2 + P_2 \cdot l_3 + P_3 \cdot l}{l} \\ B &= P_1 + P_2 + P_3 \end{aligned}$	$\begin{aligned} f &= \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot l_2^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} \\ &+ \frac{P_3 \cdot (l_1 + l_2 + l_3)^2 \cdot l^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} \quad * \end{aligned}$
	 $M_{\max} = \frac{P \cdot l}{3}$	 $\begin{aligned} Q_A &= R_A \\ Q_P &= R_A - P \\ Q_P &= R_A - P - P \\ Q_B &= R_A - P - P - P \end{aligned}$	$A = B = P$	$f = \frac{23 \cdot P \cdot l^3}{648 \cdot E \cdot I}$

* Con aproximación

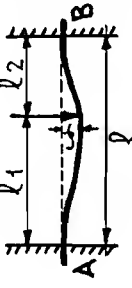
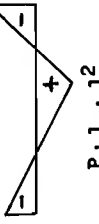
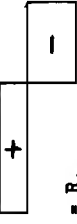
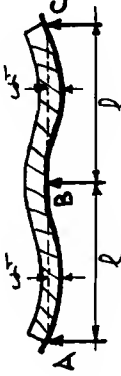
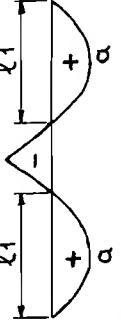
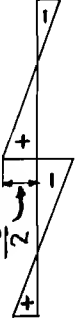

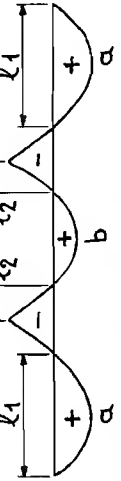

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máx. ma.
	 $M_{\max}^f = P \cdot l$	 $Q_A = P$ $Q_B = P$	$A = P$	$f = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$
	 $M_{\max}^f = \frac{C \cdot l^2}{2}$	 $Q_A = C$ $Q_B = 0$	$A = C$	$f = \frac{C \cdot l^3}{8 \cdot E \cdot I}$
	 $M_{\max}^f = (P_1 + P_2) \cdot \frac{l_1^2}{1}$ siendo $l_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{P_2 \cdot l_2}{P_1 + P_2}$	 $Q_A = R_A$ $Q_{P1} = R_A - P_1$ $Q_{P2} = R_A - P_1 - P_2$ $Q_B = R_A - P_1 - P_2$	$A \text{ max. cuando } P_1 \text{ está sobre A}$ $A = P_1 + P_2 \cdot \left(\frac{l_1 - l_2}{l_1} \right)$	$f = \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} *$
	 $l_2 < 0,586 \cdot l_1$ $M_{\max}^f = \frac{P}{2 \cdot l_1} \cdot \left(1 - \frac{l_2^2}{2} \right)^2$ siendo $l_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_2}{2} \right)$	 $Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P - P$ $Q_B = R_A - P - P$	$A \text{ max. cuando } P \text{ está sobre A}$ $A = \frac{2 \cdot P}{l_1} \cdot \left(1 - \frac{l_2}{2} \right)$	$f = \frac{P \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} + \frac{P \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} *$

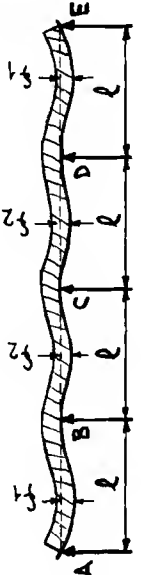
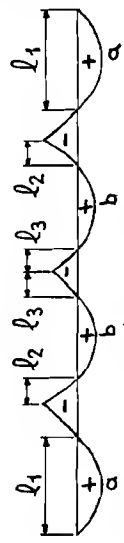

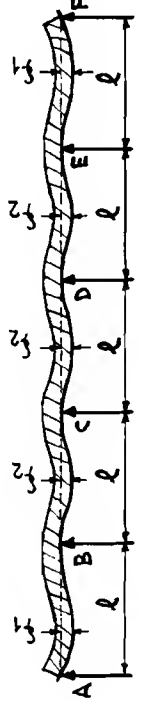
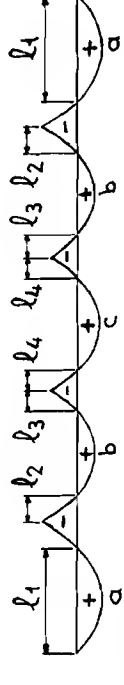
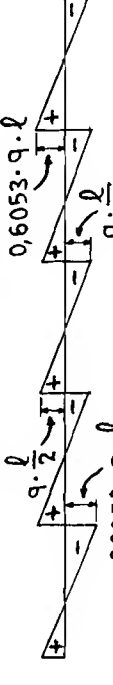
*Con aproximación

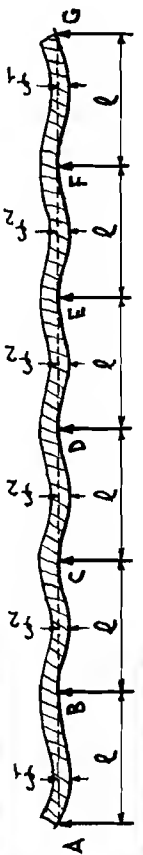
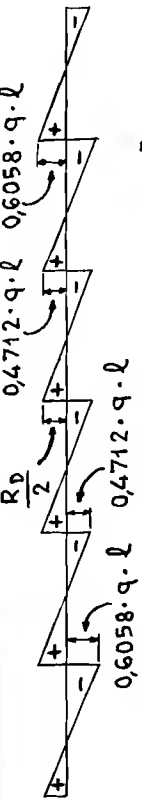
Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flexión máxima.
	$M_A^P = -\frac{3 \cdot P \cdot l}{16}$ $M_P^P = \frac{5 \cdot P \cdot l}{32}$	$Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P$	$A = \frac{11 \cdot P}{16}; B = \frac{5 \cdot P}{16}$	$f = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot \sqrt{5} \cdot E \cdot I}$
	$M_A^P = -\frac{P \cdot l_2 \cdot (l^2 - l_2^2)}{2 \cdot l^2}$ $M_P^P = \frac{P \cdot l_2}{2} \cdot \left(2 - \frac{3 \cdot l_2}{l} + \frac{l_2^3}{l^3}\right)$	$Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P$	$A = \frac{P \cdot l_2^2}{2 \cdot l^3} \cdot (l_2 + 2 \cdot l)$ $B = P - A$	<p>Con $l_2 \leq 0,414 \cdot l$</p> $f = \frac{P \cdot l_2 \cdot l^2}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \sqrt{\frac{l_2 + 2 \cdot l}{l^2 + l_2^2}}$ $f = \frac{P \cdot l_2}{3 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{(l^2 - l_2^2)^{3/2}}{(l_2 + 2 \cdot l)^2} \text{ Con } l_2$
	$M_A^C = -\frac{C \cdot l}{8}$ $M_f^C = \frac{9 \cdot C \cdot l}{128}$	$Q_A = R_A$ $Q_B = R_B$	$A = \frac{C \cdot 5}{8}; B = \frac{C \cdot 3}{8}$	$f = \frac{C \cdot l^3}{185 \cdot E \cdot I}$
	$M_A^P = P_2 \cdot l + P_1 \cdot l_1$ $M_P^P = P_2 \cdot l_2$	$Q_A = P_1 + P_2$ $Q_{P_1} = P_2$	$A = P_1 + P_2$	$f = \frac{P_2 \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{P_1 \cdot l_1^3}{3 \cdot E \cdot I}$ <p style="text-align: center;">*</p>

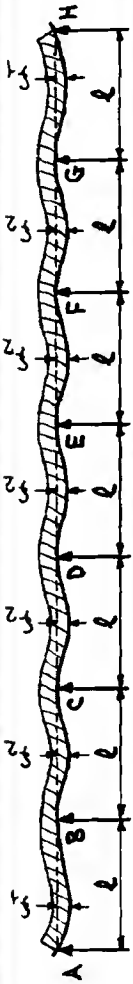
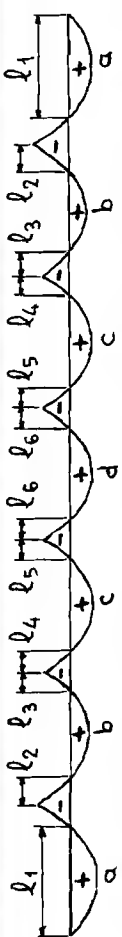
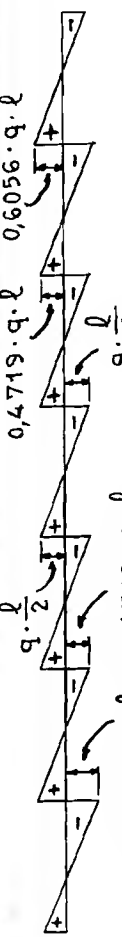
Con aproximación *

Tipo de carga.	Momentos flectores	Esfuerzos cortantes	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	$M_{\max} = P \cdot l_1$	$Q_A = R_A$ $Q_B = R_B$	$A = B = P$	$f = \frac{P \cdot l^2 \cdot l_1}{8 \cdot E \cdot I}$ $f_1 = \frac{P}{E \cdot I} \cdot \left(\frac{l_1^3}{3} + \frac{l^2 \cdot l_1}{2} \right)$
	$M_A = -\frac{q \cdot l_1^2}{2 \cdot l_2} = M_B$ $M_0 = \frac{q \cdot l_2}{4} \cdot \left(-\frac{1}{2} + \frac{2 \cdot l_1}{l_2} \right)$	$Q_{A \text{ der}} = R_A - q \cdot l_1$ $Q_{B \text{ isq}} = R_B - q \cdot l_1$	$A = B = \frac{C}{2}$	$f = \frac{C \cdot l^2}{24 \cdot E \cdot I} \cdot \left[\frac{5}{16} - \frac{5 \cdot l_1}{2 \cdot l_2} \right]$ $+ 6 \cdot \left(\frac{l_1}{l_2} \right)^2 - 4 \cdot \left(\frac{l_1}{l_2} \right)^3 - \left(\frac{l_1}{l_2} \right)^4$
	$M_A = 0,5 \cdot P \cdot l_1$ $M_B = -P \cdot l_1$	$Q_A = R_A$ $Q_{B \text{ der}} = P$	$A = -1,5 \cdot \frac{P \cdot l_1}{l}$ $B = 0,5 \cdot \frac{P}{l} \cdot (2 \cdot l + 3 \cdot l_1)$	$f = \frac{P \cdot l_1 \cdot l^2}{27 \cdot E \cdot I}$ $f_1 = \frac{P \cdot l_1^2}{12 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot l + 4 \cdot l_1)$
	$M_A = -\frac{C \cdot (l_1 + 1)}{2} + R_B \cdot l$ $M_{f \cdot x} = \frac{C \cdot l^2}{128 \cdot (l_1 + 1)} \cdot \left(36 \cdot \frac{l_1}{l^4} - 28 \cdot \frac{l_1^2}{l^3} + 9 \right)$ $M_B = -\frac{C \cdot l^2}{2 \cdot (l_1 + 1)}$	$Q_A = R_A$ $Q_{B \text{ isq}} = R_B - q \cdot l_1$	$A = C - B$ $B = \frac{C}{8 \cdot l^2 \cdot (l_1 + 1)} \cdot (6 \cdot l_1^2 + 8 \cdot l_1 + 3 \cdot l^2)$	<p>Con $l_1 = 0,1 \cdot l$ $K_1 = 226$ $K_2 = 0,84$ Con $l_1 = 0,2 \cdot l$ $K_1 = 1,87$ $K_2 = 1,17$ Con $l_1 = 0,3 \cdot l$ $K_1 = 1,41$ $K_2 = 0,68$ $C = \frac{q \cdot l^3}{1000 \cdot 100}$ $f_1 = K_2 \cdot \frac{1000 \cdot 100}{I}$</p>

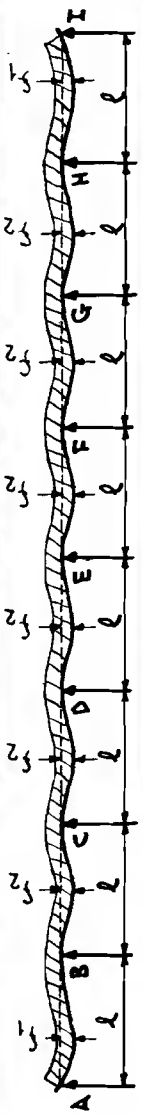
Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	 $M_A = -\frac{P \cdot l_1 \cdot l_2^2}{l^2} \quad M_P = \frac{P \cdot l_2 \cdot l_1^2}{l^2}$ $M_B = \frac{2 \cdot P \cdot l_1^2 \cdot l_2}{l^3} \quad M_P = \frac{P \cdot l_2 \cdot l_1^2}{l^2}$	 $Q_A = R_A$ $Q_P = R_A - P$ $Q_B = R_A - P$	$A = \frac{P \cdot l_2^2}{l^3} \cdot (1 + 2 \cdot l_1)$ $B = \frac{P \cdot l_1^2}{l^3} \cdot (1 + 2 \cdot l_2)$	$f = \frac{2 \cdot P \cdot l_1^3 \cdot l_2^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot (3 \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot l_2)^2}$
	 $M_A = 0,0703 \cdot q \cdot l^2$ $M_B = 0,1250 \cdot q \cdot l^2 \quad l_1 = 0,75 \cdot l$	 $Q_A = R_A$ $Q_C = R_C$ $Q_{B \text{ izq}} = \frac{R_B}{2}$	$A = C = 0,3750 \cdot q \cdot l$ $B = 1,250 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 2,48 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I}$
	 $M_A = 0,08 \cdot q \cdot l^2 \quad M_B = M_C = 0,1 \cdot q \cdot l^2$ $M_D = 0,025 \cdot q \cdot l^2 \quad l_1 = 0,8 \cdot l \quad l_2 = 0,276 \cdot l$	 $Q_A = R_A$ $Q_{B \text{ izq}} = R_B - q \cdot \frac{l}{2}$ $Q_{C \text{ der}} = R_C - q \cdot \frac{l}{2}$ $Q_D = R_D$	$A = D = 0,4 \cdot q \cdot l$ $B = C = 1,1 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 3,22 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I}$ $f_2 = 0,248 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I}$

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	 $M_A = 0,0772 \cdot q \cdot l^2 \quad M_B = 0,0364 \cdot q \cdot l^2$ $M_C = M_D = 0,1071 \cdot q \cdot l^2 \quad M_E = 0,0714 \cdot q \cdot l^2$ $l_1 = 0,786 \cdot l \quad l_2 = 0,2659 \cdot l \quad l_3 = 0,1945 \cdot l$	 $Q_A = R_A \quad Q_{Bder} = R_B - 0,5357 \cdot q \cdot l \quad Q_{Bisq} = R_B/2$ $Q_{Cder} = R_D - 0,5357 \cdot q \cdot l \quad Q_E = R_E$	$A = E = 0,3929 \cdot q \cdot l \quad B = D = 1,1428 \cdot q \cdot l$ $C = 0,9286 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 3,01 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I}$ $f_2 = 0,885 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I}$
	 $M_A = 0,0779 \cdot q \cdot l^2 \quad M_B = 0,0332 \cdot q \cdot l^2 \quad M_C = 0,0461 \cdot q \cdot l^2$ $M_D = M_E = 0,1053 \cdot q \cdot l^2 \quad M_F = 0,0789 \cdot q \cdot l^2 \quad l_1 = 0,7894 \cdot l$ $l_2 = 0,268 \cdot l \quad l_3 = 0,217 \cdot l \quad l_4 = 0,1964 \cdot l$	 $Q_A = R_A \quad Q_{Bder} = R_B - 0,6053 \cdot q \cdot l \quad Q_{Bisq} = R_C \cdot \frac{l}{2}$ $Q_{Cder} = R_D - q \cdot \frac{l}{2} \quad Q_{Cisq} = R_E - 0,6053 \cdot q \cdot l \quad Q_F = R_F$	$A = F = 0,3947 \cdot q \cdot l \quad B = E = 1,1317 \cdot q \cdot l \quad C = D = 0,9736 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 3,07 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I}$ $f_{2max} = 1,50 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I}$

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	$M_A^F = 0,0777 \cdot q \cdot l^2 \quad M_B^F = 0,0340 \cdot q \cdot l^2 \quad M_C^F = 0,0433 \cdot q \cdot l^2 \quad M_D^F = 0,0865 \cdot q \cdot l^2 \quad M_E^F = 0,1058 \cdot q \cdot l^2 \quad M_F^F = 0,0769 \cdot q \cdot l^2$ $M_G^F = 0,0865 \cdot q \cdot l^2 \quad l_1 = 0,7884 \cdot l \quad l_2 = 0,2675 \cdot l \quad l_3 = 0,2101 \cdot l \quad l_4 = 0,1960 \cdot l \quad l_5 = 0,215 \cdot l$	 $V_A = R_A \quad V_B = R_B - 0,6058 \cdot q \cdot l \quad V_C = R_C - 0,4712 \cdot q \cdot l \quad V_D = R_D - 0,4712 \cdot q \cdot l \quad V_E = R_E - 0,4712 \cdot q \cdot l$ $V_F = R_F - 0,6058 \cdot q \cdot l \quad V_G = R_G$	$A = G = 0,3942 \cdot q \cdot l \quad B = F = 1,1346 \cdot q \cdot l \quad C = E = 0,9616 \cdot q \cdot l \quad D = 1,0192 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 3,05 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I}$ $f_2 \max = 1,34 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I}$

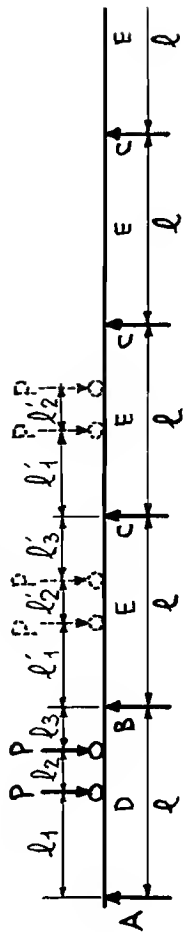
Tipo de carga	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	 <p> $Mf_a = 0,0778 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_b = 0,0338 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_c = 0,0440 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_d = 0,045 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_e = 0,1056 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_f = 0,0775 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_g = 0,0845 \cdot q \cdot l^2$ $Mf_h = 0,2116 \cdot l$ $l_1 = 0,1962 \cdot l$ $l_2 = 0,2103 \cdot l$ $l_3 = 0,2153 \cdot l$ $l_4 = 0,2103 \cdot l$ $l_5 = 0,2153 \cdot l$ $l_6 = 0,2153 \cdot l$ $l_7 = 0,2153 \cdot l$ </p>	 <p> $Q_{Bder} = R_B - 0,6056 \cdot q \cdot l$ $Q_{Bisq} = R_B - q \cdot \frac{l}{2}$ $Q_{Gder} = R_G - q \cdot \frac{l}{2}$ $Q_{Hder} = R_H - 0,4719 \cdot q \cdot l$ $Q_{Hisq} = R_H - 0,6056 \cdot q \cdot l$ </p>	<p> $A = H = 0,3944 \cdot q \cdot l$ $B = G = 1,1337 \cdot q \cdot l$ $C = F = 0,9649 \cdot q \cdot l$ $D = E = 1,0070 \cdot q \cdot l$ </p>	<p> $f_1 = 3,05 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{l}{100})^4}{I}$ $f_2 \max = 1,34 \cdot \frac{(\frac{q}{10}) \cdot (\frac{l}{100})^4}{I}$ * </p>

Con aproximación *

Tipo de carga.	Momentos flectores.	Esfuerzos cortantes.	Reac. apoyos	Flecha máxima.
	$M_a^F = 0,0777 \cdot q \cdot l^2 \quad M_b^F = 0,0339 \cdot q \cdot l^2 \quad M_c^F = 0,0438 \cdot q \cdot l^2 \quad M_d^F = 0,0412 \cdot q \cdot l^2 \quad M_e^F = M_f^F = 0,1057 \cdot q \cdot l^2$ $M_g^F = M_h^F = 0,0773 \cdot q \cdot l^2 \quad M_i^F = M_j^F = 0,0850 \cdot q \cdot l^2 \quad M_k^F = 0,0825 \cdot q \cdot l^2 \quad M_l^F = 0,7887 \cdot l_1 \quad M_m^F = 0,2680 \cdot l_1 \quad M_n^F = 0,2110 \cdot l_1$ $M_o^F = 0,1960 \cdot l_1 \quad M_p^F = 0,2120 \cdot l_1 \quad M_q^F = 0,2150 \cdot l_1 \quad M_r^F = 0,2100 \cdot l_1$	$Q_a^F = R_A \quad Q_b^F = R_B - 0,6057 \cdot q \cdot l \quad Q_c^F = R_C - 0,4717 \cdot q \cdot l \quad Q_d^F = R_D - 0,5026 \cdot q \cdot l \quad Q_e^F = \frac{R_E}{2}$ $Q_f^F = R_F - 0,5026 \cdot q \cdot l \quad Q_g^F = R_G - 0,4717 \cdot q \cdot l \quad Q_h^F = R_H - 0,6057 \cdot q \cdot l$	$A = I = 0,3943 \cdot q \cdot l \quad B = H = 1,1340 \cdot q \cdot l \quad C = G = 0,9640 \cdot q \cdot l \quad D = F = 1,0103 \cdot q \cdot l \quad E = 0,9948 \cdot q \cdot l$	$f_1 = 3,05 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I}$ $f_2 \max = 1,34 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^4}{I} \quad *$

Con aproximación *

Viga simplemente apoyada de más de tres vanos con dos cargas concentradas iguales y móviles (valores máximos)



$\frac{l_2}{l}$	MfB		MfC		MfD		MfE		Reacciones en los apoyos	
	l_1	MfB	$l'1$	MfC	l_1	MfD	$l'1$	MfE	A	B = C
0	0,578.1	0,206.P.1	0,616.1	0,172.P.1	0,437.1	0,409.P.1	0,495.1	0,345.P.1	2,000.P	2,013.P
0,05	0,552.1	0,206.P.1	0,590.1	0,172.P.1	0,417.1	0,396.P.1	0,489.1	0,321.P.1	1,937.P	2,011.P
0,10	0,525.1	0,204.P.1	0,563.1	0,171.P.1	0,407.1	0,364.P.1	0,484.1	0,299.P.1	1,874.P	2,004.P
0,15	0,497.1	0,201.P.1	0,534.1	0,168.P.1	0,398.1	0,343.P.1	0,479.1	0,279.P.1	1,811.P	1,994.P
0,20	0,469.1	0,197.P.1	0,504.1	0,164.P.1	0,389.1	0,323.P.1	0,474.1	0,261.P.1	1,749.P	1,979.P
0,25	0,439.1	0,192.P.1	0,472.1	0,159.P.1	0,380.1	0,304.P.1	0,470.1	0,243.P.1	1,687.P	1,961.P
0,30	0,408.1	0,186.P.1	0,438.1	0,153.P.1	0,372.1	0,287.P.1	0,466.1	0,226.P.1	1,627.P	1,937.P
0,35	0,375.1	0,179.P.1	0,402.1	0,147.P.1	0,366.1	0,271.P.1	0,462.1	0,212.P.1	1,568.P	1,911.P
0,40	0,342.1	0,170.P.1	0,365.1	0,139.P.1	0,361.1	0,256.P.1	0,458.1	0,200.P.1	1,510.P	1,881.P
0,45	0,307.1	0,161.P.1	0,327.1	0,146.P.1	0,357.1	0,242.P.1	0,455.1	0,190.P.1	1,454.P	1,847.P
0,50	0,275.1	0,160.P.1	0,288.1	0,153.P.1	0,351.1	0,229.P.1	0,450.1	0,180.P.1	1,399.P	1,810.P
0,55	0,200.1	0,167.P.1	0,243.1	0,160.P.1	0,345.1	0,218.P.1	0,450.1	0,172.P.1	1,347.P	1,771.P
0,60	0,675.1	0,172.P.1	0,698.1	0,164.P.1	0,348.1	0,208.P.1	0,408.1	0,165.P.1	1,297.P	1,728.P
0,65	0,651.1	0,176.P.1	0,674.1	0,168.P.1	0,350.1	0,199.P.1	0,409.1	0,159.P.1	1,249.P	1,683.P
0,70	0,627.1	0,180.P.1	0,648.1	0,170.P.1	0,354.1	0,191.P.1	0,410.1	0,155.P.1	1,204.P	1,633.P
0,75	0,603.1	0,181.P.1	0,623.1	0,172.P.1	0,357.1	0,185.P.1	0,411.1	0,151.P.1	1,162.P	1,583.P
0,80	0,579.1	0,182.P.1	0,598.1	0,171.P.1	0,361.1	0,180.P.1	0,413.1	0,148.P.1	1,123.P	1,529.P
0,85	0,556.1	0,181.P.1	0,574.1	0,170.P.1	0,368.1	0,177.P.1	0,414.1	0,146.P.1	1,087.P	1,474.P
0,90	0,532.1	0,180.P.1	0,549.1	0,167.P.1	0,374.1	0,174.P.1	0,416.1	0,145.P.1	1,054.P	1,417.P
0,95	0,517.1	0,178.P.1	0,524.1	0,164.P.1	0,386.1	0,173.P.1	0,418.1	0,145.P.1	1,025.P	1,358.P
1,00	0,487.1	0,174.P.1	0,499.1	0,159.P.1	0,392.1	0,173.P.1	0,420.1	0,145.P.1	1,000.P	1,297.P

Cálculo de la flecha con aproximación en el caso de vigas de la tabla anterior.

Para el primer vano se sumarán las flechas que dan cada carga, como si fuera una viga empotrada en un extremo y simplemente apoyada en el otro. En el resto de los vanos se tomará la suma de las flechas que dan cada carga, como si fuera una viga empotrada en los dos extremos.

VIGAS ARMADAS DE ALMA LLENA

Las vigas armadas de alma llena pueden ser remachadas o soldadas. Su sección será normalmente la siguiente, según su tipo de ensamble. (Fig. 75 a 78).

Fig. 75



Soldadas

Fig. 76



Fig. 77



Fig. 78



Remachadas

Momentos de las vigas armadas

El momento de inercia de una viga armada se calculará de la forma siguiente: (Fig. 79).

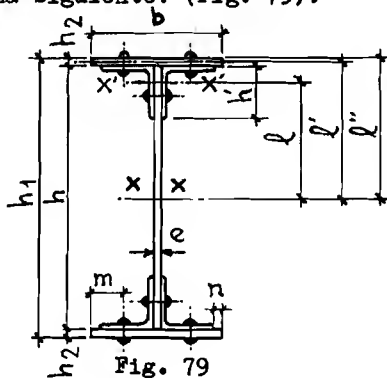


Fig. 79

$$\text{Platabanda} = \left[\frac{b \cdot h_2^3}{12} + (b \cdot h_2 \cdot l'^2) \right] \cdot 2 =$$

$$= I_{xxa}$$

$$\text{Angular} = \left[I_{x'x'} + (\text{sección} \cdot l'^2) \right] \cdot 4 =$$

$$= I_{xxb}$$

$$\text{Alma} = \frac{e \cdot h^3}{12} = I_{xxc}$$

$$I_{xxa} + I_{xxb} + I_{xxc} = I_{xxt0}$$

$$\text{Momento resistente} = \frac{I_{xxt0}}{I''}$$

Altura

Para calcular la altura más ventajosa de las vigas armadas se utilizarán las fórmulas siguientes:

Con respecto al momento $h = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{R_x}{e}}$

Con respecto a la deformación $h = \frac{L}{10} \text{ ó } \frac{L}{12}$

L = longitud de la viga entre apoyos.

Espesor del alma

El espesor del alma se calculará por la fórmula siguiente:

$$e = \frac{Q}{h \cdot T_{adm} \text{ tran}} \geq \frac{h}{110}$$

Con ésta fórmula el alma será resistente a la tensión transversal, (e y h en cm., Q en kg.)

Angulares de la viga armada

El ancho del ala de los angulares se calcula con aproximación, con la fórmula siguiente:

$$\frac{h \text{ (en cm)}}{40} + 6 \text{ cm.} = \text{anchura en cm.}$$

Platabandas

En general no se utilizan más de tres platabandas por cada lado. La distancia "n" será como mínimo 5 mm. y la $m \leq 4 \cdot d$ para una platabanda y $\leq 3 \cdot d$ para varias (d= ϕ remache; n y m ver fig. 79).

En las vigas de más de una platabanda, no es necesario que éstas lleguen hasta los apoyos, por lo tanto se procederá a acortarlas - dónde el momento resistente necesario sea menor (fig. 80).

Sección a-a

$$\frac{Mf_a}{T_{adm}} = R_{xa} \text{ de la viga}$$

Sección b-b

$$\frac{Mf_b}{T_{adm}} = R_{xb} \text{ de la viga}$$

Sección c-c

$$\frac{Mf_c}{T_{adm}} = R_{xc} \text{ de la viga}$$

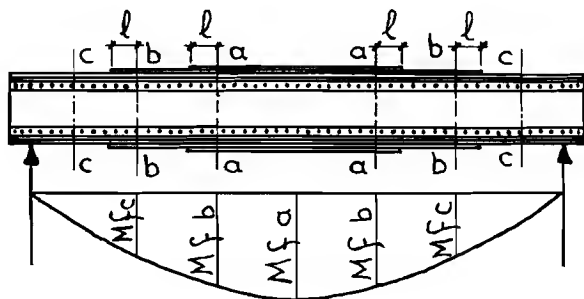


Fig. 80

En la distancia "l" tiene que haber dos remaches en las platabandas.

Enderezadores

La sobrecarga de las vigas, puede producir una tensión transversal que sea lo suficientemente grande, para abollar el alma. Para evitar esto se proyectan unos enderezadores. (Fig. 81)

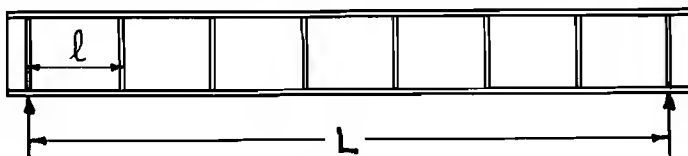


Fig. 81

Los enderezadores se pondrán en el sitio de los apoyos, y hacia el centro de las vigas, con una separación determinada. El perfil de los enderezadores será mayor en el sitio de los apoyos, por ser allí también mayor el esfuerzo cortante.

En las vigas con cargas concentradas se pondrán también enderezadores debajo de éstas.

En las vigas remachadas los enderezadores estarán constituidos por una chapa y un angular, y en las vigas soldadas por una chapa. (Fig. 82 a 85).

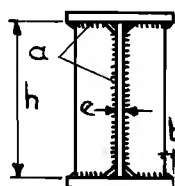


Fig. 82

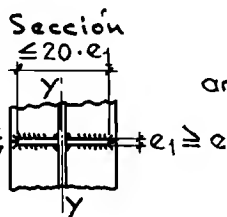


Fig. 83

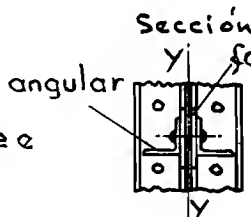


Fig. 84

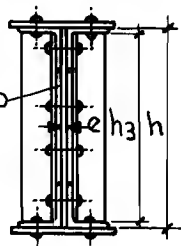


Fig. 85

Para que la separación de los enderezadores sea aceptable se tiene que verificar (l , "h" y "e" en cm. Q en kg.):

Para $l > h$

$$\frac{(11000 + \frac{7500}{(\frac{1}{h})^2}) \cdot (\frac{e}{h})^2 \cdot 1000}{Q} = 2$$

Para $l < h$

$$\frac{(11000 + \frac{7500}{(\frac{1}{h})^2}) \cdot (\frac{e}{1})^2 \cdot 1000}{Q} = 2$$

El cálculo de los enderezadores se hará en las vigas remachadas, considerando como sección la de los dos angulares, la de los dos forros, y, la de 30 veces el espesor del alma de la viga = S_a . En las vigas soldadas se considerará como sección a los enderezadores más 30 veces el espesor del alma = S_a .

Fórmulas de cálculo:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S_a}} \quad \lambda = \frac{h_3}{i_y} \quad T_{trab} = \frac{Q \cdot \omega}{S_a} \leq T_{adm.}$$

I_y = Momento de inercia de la sección S_a con respecto al eje y-y.

S_a = Sección de cálculo. i_y = Radio de giro de la sección S_a .

λ = Esbeltez de la sección de cálculo.

T_{trab} = Tensión de trabajo de los enderezadores.

Q = Esfuerzo cortante en el sitio de los enderezadores.

ω = Coeficiente de pandeo de la esbeltez (ver página 226).

h_3 = Altura de pandeo.

Como el cálculo de los enderezadores es semejante al de los soportes, habrá que conocer primero el capítulo III para poder comprenderlo bien.

Cálculo a pandeo del cordón superior de una viga armada

Para evitar que el cordón superior comprimido se deforme en el sentido del eje y-y se calculará de la siguiente forma (Fig. 86 y 87):

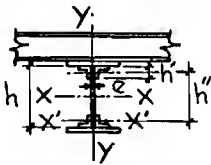


Fig. 86

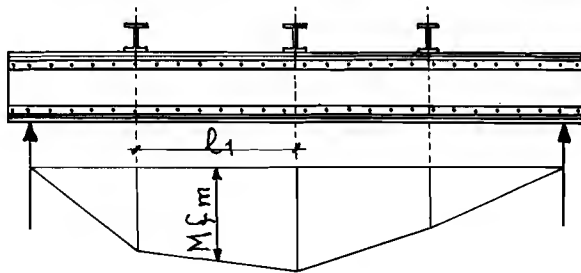


Fig. 87

El esfuerzo de compresión en el cordón comprimido es:

$$P_c = \frac{M_f_m}{I_x} \cdot M_e$$

M_f_m = Valor medio del momento flector, en la zona de máximo esfuerzo en Kg.cm.

I_x = Momento de inercia de la sección completa de la viga con respecto al eje x-x en cm⁴.

M_e = Momento estático de la sección "A" (platabanda superior, angulares superiores y la sección del alma e-h' comprendida entre los angulares superiores). El eje de gravedad x'-x' se hallará gráficamente, suponiendo las secciones como cargas y hallando su resultante (ver fi. 31).

La esbeltez de la sección "A" de cordón superior es: $\lambda = \frac{l_1}{i_y}$

i_y = Radio de giro de la sección "A" con respecto al eje y-y.

La tensión de trabajo será: $T_{trab} = \frac{P_c \cdot \omega}{A} \leq T_{adm}$.

ω = Coeficiente de la esbeltez (ver página 226).

Para mejor comprensión del cálculo a pandeo del cordón superior de las vigas armadas, habrá que conocer primero el capítulo III.

Fórmula de tanteo para calcular la sección neta de un cordón de la viga.

$$\text{Sección A} = \frac{M_f}{T_{trabx'} \cdot h} - \left(\frac{1}{6} \cdot S_{alma} \right)$$

M_f = Momento flector máximo de la viga en kg.cm.

$T_{trabx'} = T_{adm} \cdot \frac{h}{n}$ (x'-x' = centro de gravedad de los angulares).

$S_{alma} = h \cdot e$ en cm². Esta fórmula solo es válida para vigas compuestas por un alma y cuatro angulares, para las vigas que tengan además una platabanda en cada lado no se pondrá el término siguiente: $-\left(\frac{1}{6} \cdot S_{alma}\right)$.

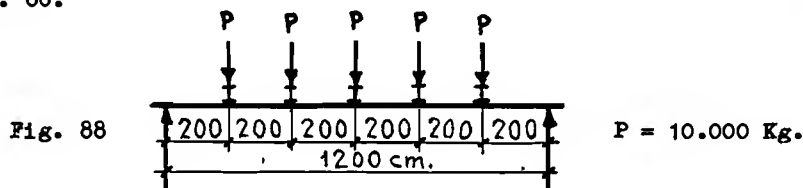
N O T A. - Para el cálculo de los remaches de las vigas y de las cubrejuntas, se consultará con el capítulo IV. Para el cálculo de los cordones de soldadura y de las cubrejuntas de las vigas,

se consultará el capítulo V.

EJEMPLO DE CALCULO DE UNA VIGA ARMADA SOLDADA

Datos:

$T_{adm} = 1200 \text{ kg/cm}^2$. Longitud $L = 13$ metros. Luz = 12 metros. Carga fig. 88.



Primero determinaremos la altura de la viga: $h = \frac{1200}{12} = 100 \text{ cm.}$

$$\text{Espesor del alma} = \frac{Q}{h \cdot 960} \geq \frac{h}{110} ; \frac{25.000}{100 \cdot 960} = 0,26 \text{ cm.} < \frac{100}{110}$$

por lo tanto tomaremos 1 cm.

$$M_{f_{max}} = 25.000 \cdot 600 - (10.000 \cdot 400 + 10.000 \cdot 200) = 15.000.000 - 6.000.000 = 9.000.000 \text{ Kg.cm.}$$

$$R_x = \frac{9.000.000}{1.200} = 7.500 \text{ cm}^3.$$

Poniendo una platabanda por cada lado de 2 cm. tendremos una altura total de $100 + 4 = 104 \text{ cm.}$ El momento de inercia será:

$$I_x = 7.500 \cdot \frac{104}{2} = 390.000 \text{ cm}^4.$$

Según las tablas de la página 66 un alma de 1.100 cm. tiene un momento de inercia de 83333 cm⁴., luego necesitaremos para las platabandas - $390000 - 83333 = 306667 \text{ cm}^4$. que, buscando en la página 64, será una anchura de platabanda de:

$$\frac{306667}{10405,3} = 29 \text{ cm.}$$

Como deberá también resistir el peso propio de la viga pondremos 31 cm.

Enderezadores

Según la fórmula anterior no hacen falta enderezadores para esta viga ya que:

$$\frac{(11000 + \frac{7500}{1200}) \cdot (\frac{1}{100})^2 \cdot 1.000}{(\frac{100}{100})^2} = 4,4 > 2$$

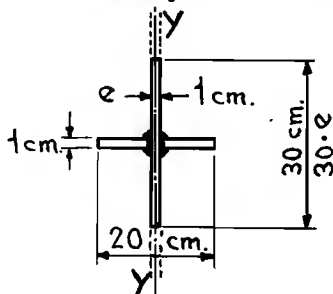
$$\frac{25000}{1.100}$$

pero como esta viga tiene cargas concentradas habrá que poner un ende-

rezador debajo de cada una, para que se transmita al ala de abajo, la carga.

Le pondremos un espesor de 1 cm. y tendremos la siguiente sección de cálculo (fig. 89):

Fig. 89



que se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Momento de inercia de los rigidizadores} = \frac{1 \cdot 20^3}{12} = 666 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Momento de inercia de 30 veces el espesor del alma} = \frac{29 \cdot 1^3}{12} = 2,4 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Momento de inercia total} = 666 + 2,4 = 668 \text{ cm}^4.$$

Sección del rigidizador y la parte del alma que también trabaja=

$$1 \cdot 20 + 1 \cdot 29 = 49 \text{ cm}^2. = S_a$$

$$\text{Radio de giro } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S_a}} = \sqrt{\frac{668}{49}} = 3,7 \text{ cm.}$$

$$\text{Esbeltez} = \lambda = \frac{h}{i_y} = \frac{100}{3,7} = 27 \quad \text{Módulo de esbeltez } (\omega) = 1,07$$

$$T_{\text{trab}} = \frac{10000 \cdot 1,07}{49} = 219 \text{ Kg/cm}^2. < 1200$$

luego los enderezadores valen.

Peso propio de la viga

$$\begin{aligned} \text{Alma} & \dots = 0,1 \cdot 10 \cdot 120 \cdot 7,85 = 942 \text{ Kg.} \\ \text{Platabanda} & \dots = 0,4 \cdot 3,1 \cdot 120 \cdot 7,85 = 1.168 \text{ " } \\ \text{Enderezadores} & = 10 \cdot 0,1 \cdot 10 \cdot 0,95 \cdot 7,85 = 74 \text{ " } \end{aligned}$$

$$\text{Total} \dots \dots \dots 2.184 \text{ Kg.}$$

Momento resistente necesario por el peso propio de la viga

$$M_{f_{\max}} = \frac{C \cdot l}{8} = \frac{2184 \cdot 1200}{8} = 327600 \text{ Kg.cm.}; R_x = \frac{327600}{1200} = 273 \text{ cm}^3.$$

Momento resistente total necesario de la viga

$$\begin{aligned} \text{Por la sobrecarga.} & \dots = 7.500 \text{ cm}^3. \\ \text{Por la de la viga.} & \dots = 273 \text{ " } \end{aligned}$$

$$\text{Total} \dots \dots 7.773 \text{ cm}^3.$$

Momento resistente de la viga calculada

$$I_x \text{ del alma} \dots = 83333 \text{ cm}^4.$$

$$I_x \text{ de la platabandas} = 322564 \text{ "}$$

$$\text{Total} \dots \dots \dots 405897 \text{ cm}^4.$$

$$R_x = \frac{405897}{52} = 7805 \text{ cm}^3.$$

luego vale la viga, pues es mayor que 7773 cm³.

F l e c h a

A continuación se comprobará si la flecha que dá la viga es admisible. Como tiene mas de cuatro cargas iguales y separadas a la misma distancia se puede calcular la flecha como si fuera carga uniformemente repartida:

$$f = \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 52184 \cdot 1200^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 405897} = \frac{45 \cdot 2000000000000}{32 \cdot 9000000000000} = 1,38 \text{ cm.}$$

$$\text{flecha admisible} = \frac{1}{500} = \frac{1200}{500} = 2,4 \text{ cm.}, \text{ luego la flecha vale.}$$

Cálculo a pandeo del cordón superior de la viga

Como las cargas ooncentradas proceden de unas vigas, la longitud de pandeo es 2 metros.

$$P_c = \frac{8500000}{405897} \cdot 2 \cdot 31 \cdot 51 = 66085,8 \text{ Kg.} \quad I_y = \frac{2 \cdot 31^3}{12} = 4965 \text{ cm}^4.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{4965}{2 \cdot 31}} = 8,9 \text{ cm.}, \quad \lambda = \frac{200}{8,9} = 22, \quad (\omega) = 1,04$$

$$T_{\text{trab}} = \frac{66085,8 \cdot 1,04}{62} = 1.108 \text{ Kg/cm}^2., \text{ luego vale.}$$

Cálculo de la soldadura

a) Soldadura del alma con las alas (ver capitulo V).

$$a = \frac{25000 \cdot 2 \cdot 31 \cdot 51}{405897 \cdot 2 \cdot 780} = \frac{79050000}{633199320} = 0,12 \text{ cm. que se pondrá } 0,3 \text{ cm.,}$$

porque el cordón obtenido es muy pequeño.

b) Soldadura de los rigidizadores.-

En este caso se pondrá la mitad del 0,7 del espesor del rigidizador por cada lado, o sea 0,35 cm.

EJEMPLO DE CALCULO DE UNA VIGA ARMADA REMACHADA

Para este ejemplo se toma la misma viga que la anterior soldada, por lo tanto tenemos los siguientes datos:

Longitud 12 metros. 5 cargas concentradas de 10000 Kg. cada una transmitidas por vigas separadas a 2 metros. Altura del alma 100 cm. Espesor del alma 1 cm. Momento flector máximo 9000000 Kg.cm. Momento resistente necesario por la sobrecarga 7500 cm³. $T_{\text{adm}} = 1200 \text{ Kg/cm}^2.$

Angulares de la viga armada

$$\frac{100}{40} + 6 = 8,5 \text{ cm.}, \text{ luego pondremos angulares de } 90 \cdot 90 \cdot 9$$

Tanteo para hallar la sección neta de un cordón de la viga

$$h = 100 \quad h' = 9 \quad h'' \approx 95$$

$$S = \frac{9.000.000}{1200 \cdot \frac{95}{100} \cdot 95} = 83,1 \text{ cm}^2.$$

Sección del $\perp 90 \cdot 9 = 15,5 \text{ cm}^2$., luego $83,1 - 2 \cdot 15,5 = 52,1 \text{ cm}^2$. será la sección que tendrá que tener la platabanda.

Anchura mínima de las platabandas = $9 + 9 + 1 + 2 \cdot 0,5 = 20 \text{ cm}$.

Anchura máxima de las platabandas = $1 + 2 \cdot 5 + 2 \cdot 2,3 \cdot 4 = 29,4 \text{ cm}$.

Le pondremos 26 cm. de anchura, y por lo tanto tendremos de espesor =

$$\frac{52,1}{26} = 2,0 \text{ cm.}$$

Momento de inercia de la viga

$$\text{Platabandas} = \left(\frac{26 \cdot 2^3}{12} + 26 \cdot 2 \cdot 51^2 \right) \cdot 2 = 270538 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Angulares} = (116 + 15,5 \cdot 47,5^2) \cdot 4 = 140351 \text{ "}$$

$$\text{Alma} = \frac{1 \cdot 100^3}{12} = 83333 \text{ "}$$

$$\text{Total} = 494222 \text{ cm}^4.$$

Enderezadores

Como se vió en el ejemplo de la viga soldada no hacen falta enderezadores, nada más que para transmitir cada carga concentrada, - por lo tanto pondremos los siguientes elementos que se calcularán como se indica a continuación, (fig. 90):

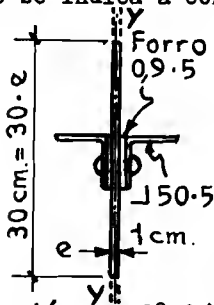


Fig. 90

$$\text{Trozo de alma } I_y = \frac{30 \cdot 1^3}{12} = 2,500 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Forros } I_y = 2 \cdot \left[\frac{5 \cdot 0,9^3}{12} + (5 \cdot 0,9 \cdot 0,95^2) \right] = 8,722 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Angulares } I_y = 2 \cdot (11 + 4,8 \cdot 2,8^2) = 97,264 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Total } I_y = 2,500 + 8,722 + 97,264 = 108,486 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Sección } a = \frac{30 \cdot 1 + 1,8 \cdot 5 + 9,6}{100} = 48,6 \text{ cm}^2. \quad i_y = \sqrt{\frac{108,48}{48,6}} = 1,49 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{h}{i_y} = \frac{100}{1,49} = 67 \quad \omega = 1,37$$

$$T_{\text{trab}} = \frac{Q \cdot \omega}{S_a} = \frac{10000 \cdot 1,37}{48,6} = 281 \text{ Kg/cm}^2 < 1200, \text{ luego los enderezadores valen.}$$

Peso propio de la viga

Alma.	=	$0,1 \cdot 10 \cdot 120 \cdot 7,85$	=	942,0	Kg.
Platabandas .	=	$0,4 \cdot 2,6 \cdot 120 \cdot 7,85$	=	979,6	"
Angulares .	=	$4 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 12$	=	585,6	"
Enderezadores	=	$10 \cdot 3,77 \cdot 1$	=	37,7	"
"	=	$10 \cdot 0,09 \cdot 0,5 \cdot 8,2 \cdot 7,85$	=	28,8	"

Total 2573,7 Kg.

Momento flector por el peso propio de la viga

$$M_{r \max} = \frac{C \cdot l}{8} = \frac{2573,7 \cdot 1200}{8} = 386055 \text{ Kg.cm.}$$

$$R_x = \frac{386055}{1200} = 321 \text{ cm}^3.$$

Descuentos de los agujeros de los remaches

El agujero de los remaches según el espesor a unir, es de 19 - mm. de diámetro para los cordones, y de Ø 13 mm. para los enderezadores.

La separación de los remaches de los enderezadores suele ser de 6-d a 10-d luego pondremos a 9 cm. y así será exacta la repartición (fig. 91).

I, cordones:

$$\left(\frac{3,8 \cdot 2,9^3}{12} + 2,9 \cdot 3,8 \cdot 50,55^2\right) \cdot 2 = 56334,3$$

I_alma=

$$\left(\frac{2,8 \cdot 1,9^3}{12} + 2,8 \cdot 1,9 \cdot 45^2 \right) \cdot 2 = 21549,2$$

$$\left(\frac{1 \cdot 1,3^3}{12} + 1 \cdot 1,3 \cdot 36^2\right) \cdot 2 = 3369,9$$

$$\left(\frac{1 \cdot 1,3^3}{12} + 1 \cdot 1,3 \cdot 27^2\right) \cdot 2 = 1895,7$$

$$\left(\frac{1 \cdot 1,3^3}{12} + 1 \cdot 1,3 \cdot 18^2\right) \cdot 2 = 842,7$$

$$\left(\frac{1 \cdot 1,3^3}{12} + 1 \cdot 1,3 \cdot 9^2\right) \cdot 2 = 210,9$$

$$\frac{1 \cdot 1,3^3}{12} = \underline{0,2}$$

I_x total . . . 84202,9

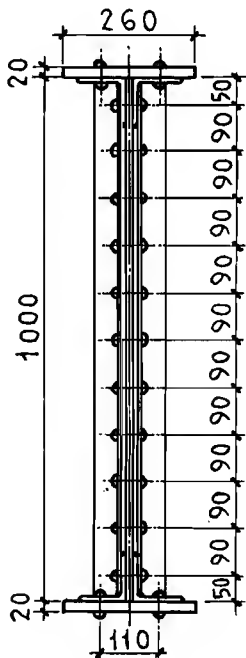


Fig. 91

Momento de inercia descontando los agujeros de los remaches

$$\begin{array}{r} 494222,0 \text{ cm}^4. \\ - 84202,9 \text{ " } \\ \hline \end{array}$$

Total . . . 410019,1 cm⁴.

Momento resistente necesario de la viga

Momento resistente necesario por la sobrecarga . . 7500 cm³.
" " " " el peso propio. . 321 cm³.

Total 7821 cm³.

Momento resistente de la viga

$$R_x = \frac{I_x}{\frac{h_1}{2}} = \frac{410019,1}{52} = 7884 \text{ cm}^3.$$

luego vale por ser mayor que 7821 cm³

F l e c h a

Para la fórmula de la flecha, se podrá tomar la de las vigas con carga uniformemente repartida, por tener la viga más de cuatro cargas concentradas iguales, y con la misma separación.

$$f = \frac{5 \cdot C \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 52573 \cdot 1200^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 405445,6} = \frac{455000000000000}{327000000000000} = 1,3 \text{ cm.}$$

$$\text{flecha admisible} = \frac{1}{500} = \frac{1200}{500} = 2,4 \text{ cm.}, \text{ luego la flecha vale.}$$

Cálculo a pandeo del cordón superior de la viga

Como las cargas concentradas proceden de unas vigas, la longitud de pandeo es 2 metros.

Sección A = $26 \cdot 2 + 2 \cdot 15,5 + 1 \cdot 9 = 92 \text{ cm}^2$.

$$P_c = \frac{8500000}{410019,1} \cdot 92 \cdot 49,3 = 94022 \text{ Kg.}, \text{ ahora se hallará el momento de inercia de la sección y-y.}$$

$$I_y \text{ de la platabanda} = \frac{2 \cdot 26^3}{12} = 2929,3 \text{ cm}^4.$$

$$I_y \text{ de los angulares} = (116 + 15,5 \cdot 3,04^2) \cdot 2 = \underline{518,4 \text{ "}}$$

Total I_y 3447,7 cm⁴.

$$i_y = \sqrt{\frac{3447,7}{92}} = 6,1 \text{ cm.} \quad \lambda = \frac{200}{6,1} = 32 \quad \omega = 1,09$$

$$T_{\text{trab}} = \frac{94022 \cdot 1,09}{92} = 1113 \text{ Kg/cm}^2., \text{ luego vale}$$

RESISTENCIA DE LOS PERFILES LAMINADOS A LA TENSION TRANSVERSAL

Las vigas de perfiles laminados que tengan poca luz y estén sometidos a su carga máxima, así como las vigas continuas en sus apoyos se deberán calcular para ver si resisten la tensión transversal. La fórmula de cálculo es la siguiente:

$$T_{\text{tran}} = \frac{Q}{e \cdot h_2} = 960 \text{ ó } 1120 \text{ kg/cm}^2. \text{ según sea la } T_{\text{adm}}$$

Q = Esfuerzo cortante en kg. e = espesor del alma en cm. h_2 = distancia entre los centros de gravedad de las alas en cm.

APOYOS DE VIGAS

APOYO RIGIDO.— En este tipo de apoyo la unión de la viga deberá resistir las tensiones de compresión y tracción, habidas por la flexión, así como la reacción del apoyo. El soporte que está unido a la viga está sometido a flexión y deberá ser lo suficientemente rígido para resistir dicho momento. (fig. 92)

Apoyo rígido

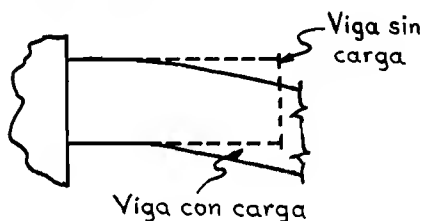


Fig. 92

Apoyo flexible

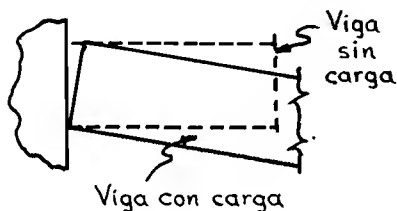


Fig. 93

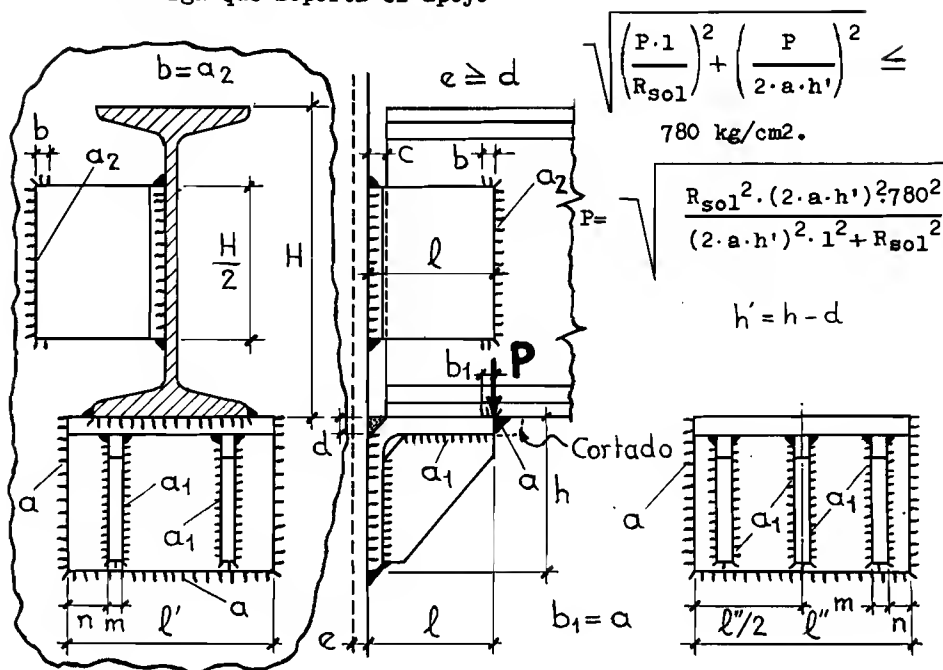
Esta unión se hace soldando la viga al soporte. Debido a la flexibilidad del acero estas uniones se consideran articuladas.

APOYO FLEXIBLE.— En este tipo de apoyo el elemento de unión entre la viga y el soporte deberá ser lo suficientemente flexible para deformarse según pida la viga. (fig. 93).

FÓRMULAS Y TABLAS.— A continuación se dan las fórmulas de cálculo de apoyos soldados y atornillados. Ver tablas 2, 3 y 4.

TABLA 2.- APOYOS DE VIGAS SOLDADAS.

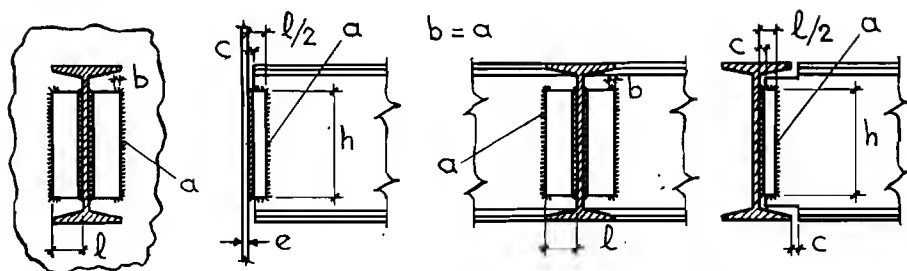
P = Carga que soporta el apoyo



(calculado con regla de cálculo)

IPN	Men- sula	l cm	l' cm	l'' cm	n cm	m cm	a cm	d cm	a ₁ cm	Sujec- cion	a ₂ cm	c ~ cm	P kg.
8	50·50·5	5	6		1,1	0,5	0,35	0,5	0,25	50·50·5	0,3	0,5	1440
10	60·60·6	5	7		1,3	0,6	0,4	0,6	0,25	50·50·5	0,3	0,5	2140
12	60·60·6	5	8		1,5	0,6	0,4	0,6	0,25	50·50·5	0,3	0,5	2320
14	70·70·7	5	8,5		1,6	0,6	0,4	0,6	0,3	50·50·7	0,4	0,5	2860
16	70·70·7	5	9,5		1,7	0,6	0,4	0,6	0,3	50·50·7	0,4	0,5	2990
18	80·80·8	5	10		1,9	0,7	0,5	0,7	0,3	50·50·7	0,4	0,5	4380
20	80·80·8	5	11		2,1	0,7	0,5	0,7	0,3	50·50·7	0,4	0,5	4520
22	90·90·9	6	12		2,3	0,9	0,6	0,9	0,35	60·60·8	0,5	0,8	5800
24	90·90·9	6	12,5		2,4	0,9	0,6	0,9	0,35	60·60·8	0,5	0,8	5880
26	100·100·10	6		13	1	1	0,7	1	0,4	60·60·8	0,5	0,8	7780
28	100·100·10	6		14	1	1	0,7	1	0,4	60·60·8	0,5	0,8	7940
30	110·110·12	6		14,5	1,2	1,2	0,8	1,2	0,5	60·60·10	0,6	0,8	10000
32	110·110·12	6		15	1,2	1,2	0,8	1,2	0,5	60·60·10	0,6	0,8	10130
34	120·120·15	6		16	1,5	1,4	0,9	1,4	0,6	60·60·10	0,6	0,8	12680
36	120·120·15	6		16,5	1,5	1,4	0,9	1,4	0,6	60·60·10	0,6	1	12780
38	130·130·16	7		17	1,6	1,5	1	1,5	0,6	70·70·11	0,7	1	14830
40	130·130·16	7		17,5	1,6	1,5	1	1,5	0,6	70·70·11	0,7	1	14950
42	140·140·17	7		18	1,7	1,6	1,1	1,6	0,7	70·70·11	0,7	1	17790
45	140·140·17	7		19	1,7	1,6	1,1	1,6	0,7	70·70·11	0,7	1	18060
47	150·150·18	7		20	1,8	1,8	1,2	1,8	0,7	70·70·11	0,7	1	21240
50	150·150·18	7		21	1,8	1,8	1,2	1,8	0,7	70·70·11	0,7	1	21480

TABLA 3.- APOYOS DE VIGAS SOLDADOS.



Carga que soporta el apoyo
$$P = \frac{1,35 \cdot a \cdot h \cdot 1000}{\sqrt{1 + \frac{13 \cdot l^2}{h^2}}}$$

(a, h y l en cm)

(calculado con regla de cálculo)

I. PN.	Angular	a mm.	c mm.	e mm.	h cm.	P Kg.
8	25·25·4	2,5	5	4	4,5	670
10	30·30·5	3	5	5	6	1170
12	35·35·6	3,5	5	6	7,5	1810
14	35·35·6	3,5	5	6	9,5	2700
16	45·45·7	4	5	7	11	3330
18	45·45·7	4	5	7	12,5	4130
20	50·50·9	5	5	8	14	5830
22	50·50·9	5	8	8	15,5	6840
24	50·50·9	6	8	9	17	9500
26	50·50·9	6	8	9	18,5	11000
28	55·55·10	7	8	10	20	13500
30	55·55·10	7	8	10	21,5	14900
32	75·75·12	8	8	12	23	16100
34	75·75·12	8	8	12	25	18350
36	100·100·14	9	10	14	26,5	19050
38	100·100·14	9	10	14	27,5	20300
40	120·120·15	10	10	15	29,5	22500
42½	120·120·15	10	10	15	31	24450
45	140·140·17	11	10	17	33	26900
47½	140·140·17	11	10	17	35,5	30500
50	150·150·18	12	10	18	37	33800

Tabla 4.- APOYOS DE VIGAS ATORNILLADOS.-

Para vigas de diferente altura y apoyos en los soportes	Para vigas de igual altura	Viga IPN	Tornillo y longitud.	V mm	Kg. Carga soporta la unión
<p>∟120-120-11 Corta. $\phi 17$</p>	<p>∟130-130-12 Corta. $\phi 17$</p>	12	5/8".55	-	2590
<p>$\phi 17$ ∟80-80-8</p>	<p>∟100-100-10 Corta. $\phi 17$</p>	14 16	5/8".45 5/8".45	- -	2900 3200
<p>$\phi 20$ ∟100-100-10</p>	<p>∟120-120-11 Corta. $\phi 20$</p>	18 20 22 24	3/4".55 3/4".55 3/4".55 3/4".55	- - - -	4220 4590 4960 5320
<p>$\phi 23$ ∟120-120-11</p>	<p>∟120-120-11 Corta. $\phi 23$</p>	26 28 30	7/8".65 7/8".65 7/8".65	30 30 30	6670 7170 7670
<p>$\phi 23$ ∟120-120-11</p>	<p>∟120-120-11 Corta. $\phi 23$</p>	32 34 36 38 40	7/8".70 7/8".70 7/8".70 7/8".70 7/8".70	35 35 40 40 45	12200 13000 13800 14600 15400
<p>$\phi 23$ ∟120-120-11</p>	<p>∟120-120-11 Corta. $\phi 23$</p>	42½ 45 47½ 50	7/8".75 7/8".75 7/8".75 7/8".75	42,5 45 47,5 50	21800 23000 24300 25600

Placas de asiento de vigas

Con las siguientes fórmulas se pueden calcular las placas de asiento (figs. 94 y 95)

$$l_2 \leq 2,45 \cdot l_1$$

l = longitud de la placa en cm.

P = presión sobre el apoyo en Kg.

b, l, l_1, l_2, l_3 en cm.

e = espesor en cm.

K_{adm} = presión admisible en el material debajo de la placa en kg/cm².

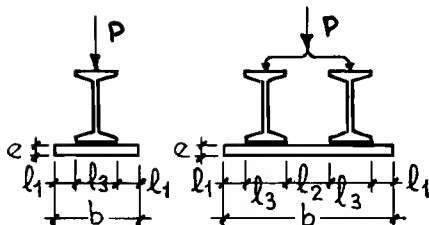


Fig. 94

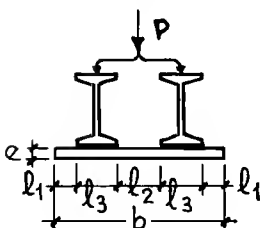


Fig. 95

$$\frac{P}{b \cdot l} = K_{adm} \quad e \geq l_1 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot K_{adm}}{1200}} \quad \text{Para una viga}$$

$$e \geq (b - 2 \cdot l_3) \cdot 0,225 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot K_{adm}}{1200}} \quad \text{para dos vigas}$$

Cálculo de asientos móviles

Con las siguientes fórmulas se pueden calcular asientos móviles de uno y dos rodillos, sin necesidad de tener en cuenta el viento (Figs. 96 y 97).

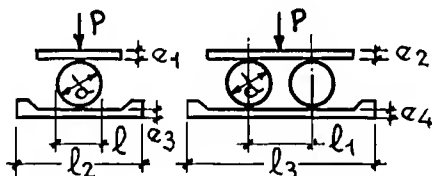


Fig. 96

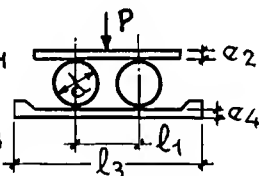


Fig. 97

n = número de rodillos

b = longitud del rodillo en cm

P = presión sobre el asiento en kg.

Todas las restantes medidas se rán en cm.

Acero fundido de 1800 kg/cm².

$$d = \frac{10,5 \cdot P}{1000 \cdot n \cdot b}$$

$$e_1 = 0,0204 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l_1}{b}}$$

$$e_2 = 0,0289 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l_2}{b}}$$

$$e_3 = 0,0204 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l_3}{b}}$$

Acero duro de 2000 Kg/cm².

$$d = \frac{8,5 \cdot P}{1000 \cdot n \cdot b}$$

$$e_1 = 0,0194 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l_1}{b}}$$

$$e_2 = 0,0274 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l_2}{b}}$$

$$e_3 = 0,0194 \cdot \sqrt{P \cdot \frac{l_3}{b}}$$

$$e_4 = 0,0289 \cdot \sqrt{\frac{P}{b} \cdot \left(\frac{l_3}{2} - l_1\right)} \quad ; \quad e_4 = 0,0274 \cdot \sqrt{\frac{P}{b} \cdot \left(\frac{l_3}{2} - l_1\right)}$$

Apoyos de vigas sobre soportes y vigas

Para conseguir un apoyo flexible en este tipo de uniones se procederá de la forma siguiente:

ATORNILLADOS.- Se pondrán los tornillos admisibles que marquen las tablas de perfiles laminados, así como a las distancias respectivas de gramil (Figs. 98 y 99).

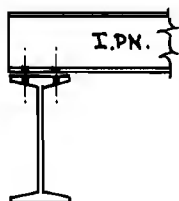


Fig. 98

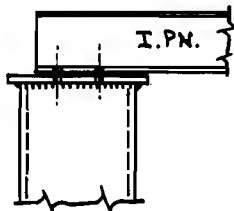


Fig. 99

SOLDADOS.- Se le soldará a la viga una chapa de apoyo con las dimensiones que se dan en la tabla 5. Primero se soldará la chapa a la viga de arriba, y luego a la de abajo. De esta manera la unión se puede considerar flexible, ya que la rigidez es casi nula.

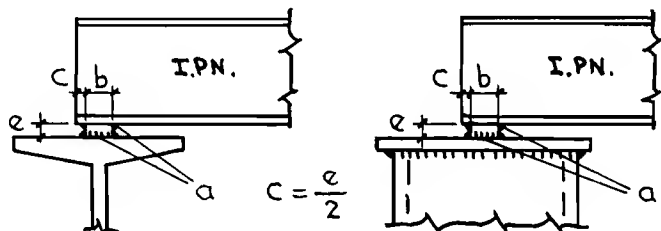
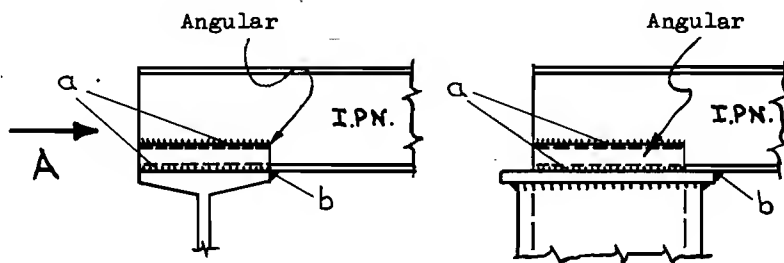


TABLA 5

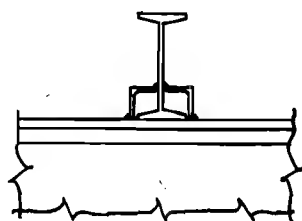
IPN	e mm	b mm	l mm	a mm	Carg max kg	IPN	e mm	b mm	l mm	a mm	Carga max Kg
8	7	20	40	4	9600	30	16	40	125	11	60000
10	7	20	50	4	12000	32	18	40	130	12	62400
12	8	25	60	5	18000	34	18	40	140	12	67200
14	9	25	70	6	21000	36	20	45	145	13	78300
16	9	25	75	6	22500	38	20	45	150	14	81000
18	10	30	85	7	30600	40	22	45	155	15	83700
20	10	30	90	7	32400	42½	24	50	165	16	99000
22	12	30	100	8	36000	45	26	50	170	17	102000
24	14	35	110	9	46200	47½	26	50	180	18	108000
26	14	35	115	9	48300	50	28	50	185	19	111000
28	16	35	120	10	50400						

SOLDADOS.- Otra solución es el poner a cada lado de la viga unos angulares soldados, como se indica en la tabla 6.



Vista por A

Tabla 6



b = máximo admisible

IPN	Angular	a mm.	IPN	Angular	a mm
8	25·25·3	2	30	70·70·7	5
10	30·30·3	2	32	70·70·7	5
12	35·35·4	2,5	34	75·75·8	5,5
14	40·40·4	2,5	36	80·80·8	5,5
16	40·40·4	2,5	38	80·80·8	5,5
18	45·45·5	3	40	90·90·9	6
20	50·50·5	3	42½	90·90·9	6
22	55·55·6	4	45	90·90·9	6
24	60·60·6	4	47½	100·100·10	7
26	60·60·6	4	50	100·100·10	7
28	65·65·7	5			

ANCLAJES PARA VIGAS

Para anclar las vigas en los muros se pueden utilizar los tres tipos que a continuación se ponen (figs. 100 a 102). La solución del re donde se usará sólo en los perfiles pequeños.

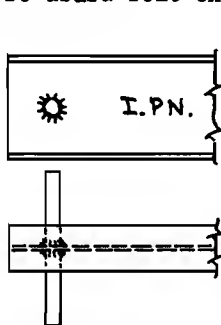


Fig. 100

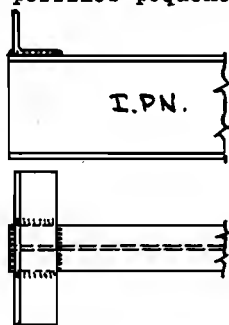


Fig. 101

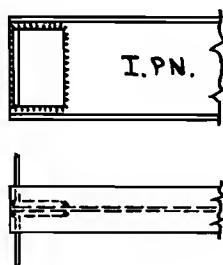
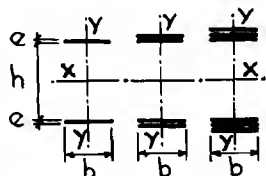


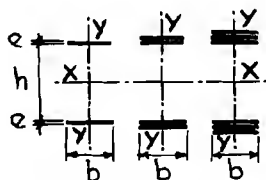
Fig. 102

MOMENTO DE INERCIA DE LAS PLATABANDAS EJE x-x b = 10 cm.



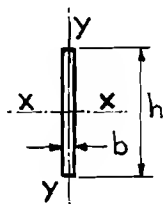
h cm.	e = 0,8 cm. Nº platabandas =			e = 1 cm. Nº platabandas =			e = 1,2 cm. Nº platabandas =		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
30	3795	7995	Equivale a dos platabandas de 12 mm.	4807	10253	Equivale a dos platabandas de 15 mm.	5844	12620	20399
32	4304	9039		5447	11573		6616	14223	22890
34	4845	10146		6127	12973		7437	15923	25525
35	5127	10723		6482	13703		7866	16808	26897
36	5418	11317		6847	14453		8306	17718	28305
38	6023	12552		7607	16013		9223	19609	31228
40	6659	13851		8407	17653		10188	21596	34295
42	7328	15215		9247	19373		11200	23679	37506
42,5	7500	15565		9463	19816		11461	24215	38332
45	8391	17379		10582	22103		12810	26984	42593
47,5	9332	19293		11763	24516		14233	29903	47080
48	9527	19688		12007	25013		14527	30505	48004
50	10323	21307		13007	27053		15732	32972	51791
55	12455	25635		15682	32503		18954	39560	61889
60	14787	30363		18607	38453		22476	46748	72887
65	17319	35491		21782	44903		26298	54536	84785
70	20051	41019		25207	51853		30420	62924	97583
75	22983	46947		28882	59303		34842	71912	111281
80	26115	53275		32807	67253		39564	81500	125879
85	29447	60000		36982	75703		44586	91688	141377
90	32979	67131		41407	84653		49908	102476	157775
95	36711	74659		46082	94103		55530	113864	175073
100	40643	82587		51007	104053		61452	125852	193271
105	44775	90915		56182	114503		67674	138440	212369
110	49107	99643		61607	125453		74196	151628	232367
115	53639	108771		67282	136903		81018	165416	253265
120	58371	118299		73207	148853		88140	179804	275063
125	63303	128227		79382	161303		95562	194792	297761
130				85807	174253		103284	210380	321359
135				92482	187703		111306	226568	345857
140				99407	201653		119628	243356	371255
145				106582	216103		128250	260744	397553
150				114007	231053		137172	278732	424751
160				129607	262453		155916	316508	481847
170				146207	295853		175860	356684	542543
175				154882	313303		186282	377672	574241
180				163807	331253		197004	399260	606839
190				182407	368653		219118	444236	674735
200				202007	408053		242892	491612	746231

MOMENTO DE INERCIA DE LAS PLATABANDAS EJE x-x b = 10 cm.



h cm.	e = 1,5 cm. Nº de platabandas =			e = 1,8 cm. Nº plataban.	e = 2,5 cm. Nº plataban.	e = 3 cm Nº plataban.
	1	2	3	1	1	1
30	7448	16380	26933	9111	13229	16380
32	8423	18420	30128	10292	14904	18420
34	9458	20580	33503	11545	16679	20580
35	9998	21705	35258	12198	17604	21705
36	10553	22860	37058	12869	18554	22860
38	11708	25260	40793	14266	20529	25260
40	12923	27780	44708	15735	22604	27780
42	14198	30420	48803	17276	24779	30420
42,5	14526	31099	49854	17672	25339	31099
45	16223	34605	55283	19722	28229	34605
47,5	18013	38299	60992	21884	31276	38299
48	18383	39060	62168	22330	31904	39060
50	19898	42180	66983	24159	34479	42180
55	23948	50505	79808	29046	41354	50505
60	28373	59580	93758	34383	48854	59580
65	33173	69405	108833	40170	56979	69405
70	38348	79980	125033	46407	65729	79980
75	43898	91305	142358	53094	75104	91305
80	49823	103380	160808	60231	85104	103380
85	56123	116205	180383	67818	95729	116205
90	62798	129780	201083	75855	106979	129780
95	69848	144105	222908	84342	118854	144105
100	77273	159180	245858	93279	131354	159180
105	85073	175005	269933	102666	144479	175005
110	93248	191580	295133	112503	158229	191580
115	101798	208905	321458	122790	172604	208905
120	110723	226980	348908	133527	187604	226980
125	120023	245805	377483	144714	203229	245805
130	129698	265380	407183	156351	219479	265380
135	139748	285705	438008	168438	236354	285705
140	150173	306780	469958	180975	253854	306780
145	160973	328605	503033	193962	271979	328605
150	172148	351180	537233	207399	290729	351180
160	195623	398580	609008	235623	330104	398580
170	220598	448980	685283	265647	371979	448980
175	233648	475305	725108	281334	393854	475305
180	247073	502380	766058	297471	416354	502380
190	275048	558780	851333	331095	463229	558780
200	304523	618180	941108	366519	512604	618180

MOMENTO DE INERCIA DE CHAPAS.



$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

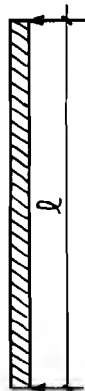
$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

h cm.	b = 0,8 cm		b = 1 cm.		b = 1,2 cm.		b = 1,5 cm	
	I_x	I_y	I_x	I_y	I_x	I_y	I_x	I_y
30	1800	1,28	2250	2,50	2700	4,32	3375	8,44
32	2184	1,37	2731	2,67	3277	4,61	4096	9,00
34	2620	1,45	3275	2,83	3930	4,90	4913	9,56
35	2858	1,49	3573	2,92	4288	5,04	5360	9,84
36	3110	1,54	3888	3,00	4666	5,18	5833	10,1
38	3658	1,62	4572	3,17	5487	5,47	6859	10,7
40	4267	1,71	5333	3,33	6400	5,76	8000	11,3
42	4939	1,79	6174	3,50	7409	6,05	9261	11,8
42,5	5118	1,81	6397	3,54	7677	6,12	9596	12,0
45	6075	1,92	7594	3,75	9113	6,48	11391	12,7
47,5	7145	2,03	8931	3,96	10717	6,84	13396	13,4
48	7373	2,05	9216	4,00	11059	6,91	13824	13,5
50	8333	2,13	10417	4,17	12500	7,20	15625	14,1
55	11092	2,35	13865	4,58	16638	7,92	20798	15,5
60	14400	2,56	18000	5,00	21600	8,64	27000	16,9
65	18308	2,77	22886	5,42	27463	9,36	34329	18,3
70	22867	2,99	28583	5,83	34300	10,1	42875	19,7
75	28125	3,20	35157	6,25	42188	10,8	52735	21,1
80	34133	3,41	42667	6,67	51200	11,5	64000	22,5
85	40949	3,63	51177	7,08	61413	12,2	76766	23,9
90	48600	3,84	60750	7,50	72900	13,0	91125	25,3
95	57158	4,05	71448	7,92	85738	13,7	107173	26,7
100	66667	4,27	83333	8,33	100000	14,4	125000	28,1
105	77175	4,48	96469	8,75	115763	15,1	144704	29,5
110	88733	4,69	110917	9,17	133100	15,8	166375	30,9
115	101392	4,91	126740	9,58	152088	16,6	190110	32,3
120	115200	5,12	144000	10,0	172800	17,3	216000	33,8
125	130209	5,33	162761	10,4	195313	18,0	244141	35,2
130	146467	5,55	183083	10,8	219700	18,7	274625	36,0
135	164025	5,76	205032	11,3	246038	19,4	307548	38,0
140	182933	5,97	228667	11,7	274400	20,2	343000	39,4
145	203242	6,19	254052	12,1	304863	20,9	381079	40,8
150	225000	6,40	281250	12,5	337500	21,6	421875	42,2
160	273066	6,83	341333	13,3	409600	23,0	512000	45,0
170	327534	7,25	409417	14,2	491300	24,5	614125	47,8
175	357292	7,46	446615	14,6	535938	25,2	669922	49,2
180	388800	7,68	486000	15,0	583200	25,9	729000	50,6
190	457266	8,10	571583	15,8	685900	27,4	857375	53,4
200	533334	8,53	666667	16,7	800000	28,8	1000000	56,3
210	617400	8,96	771750	17,5	926100	30,2	1157625	59,1

CARGA MÁXIMA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE TODA LA VIGA EN I NORMALES - $T_{trab} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$.

(Datos calculados con regla de cálculo)

Los valores por encima de la línea — están calculados con esta otra fórmula, ya que con la anterior, la flecha $C = 80,64 \cdot \frac{1}{12} - p \cdot 1$ es $> 1/200$ en estos casos

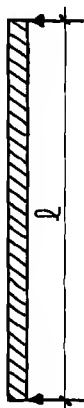


$$C = 96 \cdot \frac{1}{12} - p \cdot 1$$

		Carga máx. uniformemente rep. en ton.																														I m.	
		200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500	
8	090	087	083	080	076	073	070	067	065	062	060	058	056	054	053	049	046	043	041	039	036	034	033	031	029	028	026	025	024	023	022	022	
10	160	154	147	141	134	129	124	119	114	110	107	103	099	096	093	089	085	083	080	078	076	074	071	067	064	061	058	055	053	050	050	050	
12	260	247	236	225	216	207	199	191	184	177	172	165	155	150	146	141	137	133	130	127	123	120	117	114	112	108	106	104	101	100	100	100	
14	390	370	353	338	323	311	298	287	276	266	258	249	240	233	226	220	213	207	201	195	192	185	176	172	168	164	160	156	153	150	150	150	
16	558	531	506	484	463	443	427	411	396	381	369	356	345	334	324	315	306	296	288	281	274	266	259	253	247	242	235	230	225	220	216	216	
18	768	731	696	666	638	613	588	566	545	526	509	491	476	460	446	435	421	409	398	387	378	368	358	350	341	335	325	318	311	304	300	300	
20	102	972	928	887	849	815	783	753	726	700	677	653	632	613	595	579	561	545	530	516	504	490	477	466	455	446	434	424	415	416	399	399	
22	132	126	120	115	110	106	101	980	944	910	882	851	824	798	774	753	729	709	690	672	656	638	621	607	592	581	565	553	541	529	520	520	
24	169	161	153	146	140	135	129	124	120	115	112	108	104	101	987	959	929	904	880	856	837	814	793	774	755	741	721	705	690	675	664	664	
26	211	201	191	183	175	168	161	155	150	144	140	135	131	127	123	120	116	113	110	107	104	101	991	967	945	925	901	882	863	844	830	830	
28	259	246	235	225	215	207	198	191	184	178	172	166	161	156	151	147	142	138	135	131	128	124	121	118	116	114	110	108	105	103	102	102	
30	312	297	283	271	259	249	239	230	222	214	207	200	194	188	182	177	172	167	162	158	155	150	146	143	140	137	133	130	128	125	123	123	
32	374	355	339	325	315	305	295	287	276	266	257	248	240	232	225	218	212	206	200	195	190	186	180	176	172	168	164	160	156	153	150	147	147
34	442	420	401	384	367	353	339	326	315	303	294	283	274	266	258	251	244	236	230	224	219	213	208	203	198	194	189	185	181	177	174	174	
36	522	496	474	453	433	416	399	384	370	358	347	334	324	314	305	296	288	279	272	265	258	252	246	239	234	229	223	219	214	209	205	205	
38	603	574	548	524	501	481	462	445	429	414	401	387	375	363	352	342	332	323	314	306	299	291	284	277	271	265	259	253	247	242	238	238	
40	699	667	635	607	582	558	537	517	498	481	464	449	435	421	409	397	386	375	365	356	347	338	329	322	314	307	300	294	287	281	276	276	
42	813	783	756	724	693	665	639	615	593	575	554	535	518	502	487	473	460	447	435	424	413	402	393	384	375	366	358	350	343	335	328	328	
44	936	893	853	818	784	753	725	700	677	657	637	618	600	583	567	552	539	524	510	497	484	472	461	450	439	429	420	410	401	393	385	385	
46	1076	1028	987	948	910	875	842	812	783	757	732	709	687	667	647	629	612	595	581	565	552	538	525	513	501	490	480	469	459	450	443	443	
48	1231	1181	1139	1099	1061	1025	990	956	923	891	860	830	801	773	746	720	695	671	648	625	603	582	562	542	523	504	485	466	447	428	409	390	371
50	131	125	119	114	109	105	101	974	940	906	875	848	821	795	771	750	728	708	689	671	654	638	623	607	593	580	567	555	543	535	532	532	

CARGA MÁXIMA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE TODA LA VIGA

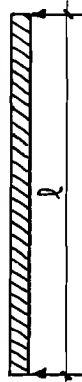
EN I NORMALES - $T_{\text{trab}} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$.



IPN	5,50	6,00	6,50	7,00	8,00	9,00	10,00	5,50	6,00	6,50	7,00	8,00	9,00	10,00	l en m.	Carga máxima uniformemente repar- tida en toneladas.	Fórmulas																																			
12	0,81	0,67	0,55	0,46	0,32	0,23	0,15	0,52	0,42	0,34	0,28	0,19	0,12	0,06	-																																					
14	1,36	1,20	1,00	0,84	0,61	0,44	0,32	0,94	0,77	0,64	0,53	0,37	0,25	0,16	-																																					
16	1,95	1,78	1,62	1,41	1,03	0,77	0,57	1,56	1,29	1,07	0,90	0,64	0,46	0,32	0,21																																					
18	2,70	2,45	2,25	2,07	1,65	1,25	0,95	2,46	2,03	1,70	1,44	1,04	0,77	0,56	0,38																																					
20	3,60	3,29	3,01	2,77	2,38	1,89	1,46	3,60	3,04	2,55	2,16	1,59	1,18	0,89	0,62																																					
22	4,70	4,28	3,93	3,62	3,11	2,72	2,16	4,70	4,28	3,69	3,14	2,32	1,75	1,33	0,94																																					
24	6,00	5,47	5,02	4,63	4,00	3,49	3,07	6,00	5,47	5,02	4,41	3,28	2,49	1,92	1,37																																					
26	7,51	6,85	6,29	5,81	5,00	4,38	3,88	7,51	6,85	6,29	5,81	4,49	3,43	2,67	1,91																																					
28	9,25	8,42	7,73	7,14	6,17	5,40	4,79	9,25	8,42	7,73	7,14	5,99	4,61	3,60	2,59																																					
30	11,1	10,2	9,34	8,65	7,46	6,54	5,80	11,1	10,2	9,34	8,65	7,46	6,02	4,73	3,42																																					
32	13,3	12,1	11,2	10,3	8,99	7,86	6,98	13,3	12,1	11,2	10,3	8,99	7,72	6,11	4,42																																					
34	15,7	14,4	13,2	12,2	10,6	9,34	8,27	15,7	14,4	13,2	12,2	10,6	9,34	7,76	5,66																																					
36	18,6	17,0	15,6	14,4	12,5	11,0	9,76	18,6	17,0	15,6	14,4	12,5	11,0	9,76	6,42																																					
38	21,6	19,7	18,1	16,7	14,5	12,7	11,3	21,6	19,7	18,1	16,7	14,5	12,7	11,3	8,50																																					
40	25,0	22,8	21,0	19,4	16,8	14,8	13,1	25,0	22,8	21,0	19,4	16,8	14,8	13,1	10,9																																					
42	29,8	27,2	25,0	23,1	20,0	17,6	15,6	29,8	27,2	25,0	23,1	20,0	17,6	15,6	13,6																																					
44	34,9	31,9	29,3	27,1	23,5	20,7	18,4	34,9	31,9	29,3	27,1	23,5	20,7	18,4	16,9																																					
46	40,8	37,3	34,3	31,7	27,5	24,2	21,5	40,8	37,3	34,3	31,7	27,5	24,2	21,5	20,8																																					
50	47,2	43,1	39,7	36,7	31,8	28,0	24,9	47,2	43,1	39,7	36,7	31,8	28,0	24,9																																						
	<table><tr><td>Por encima de la línea</td><td>$C = 80,64 \cdot \frac{I_x}{l^2}$</td><td>Por debajo de la línea</td><td>$C = 53,76 \cdot \frac{I_x}{l^2}$</td><td>Por encima de la línea</td><td>$C = 32,26 \cdot \frac{I_x}{l^2}$</td><td>Por debajo de la línea</td><td>$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$</td><td>Por encima de la línea</td><td>$C = 32,26 \cdot \frac{I_x}{l^2}$</td><td>Por debajo de la línea</td><td>$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$</td></tr><tr><td>- p.l</td><td></td><td>- p.l</td><td></td><td>- p.l</td><td></td><td>- p.l</td><td></td><td>- p.l</td><td></td><td>- p.l</td><td></td></tr></table>															Por encima de la línea	$C = 80,64 \cdot \frac{I_x}{l^2}$	Por debajo de la línea	$C = 53,76 \cdot \frac{I_x}{l^2}$	Por encima de la línea	$C = 32,26 \cdot \frac{I_x}{l^2}$	Por debajo de la línea	$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$	Por encima de la línea	$C = 32,26 \cdot \frac{I_x}{l^2}$	Por debajo de la línea	$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$	- p.l		- p.l		- p.l		- p.l		- p.l		- p.l		<table><tr><td>f=l/200</td><td>f=l/300</td><td>f=l/500</td></tr><tr><td>línea</td><td>línea</td><td>línea</td></tr><tr><td>$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$</td><td>$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$</td><td>$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$</td></tr><tr><td>- p.l</td><td>- p.l</td><td>- p.l</td></tr></table>	f=l/200	f=l/300	f=l/500	línea	línea	línea	$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$	$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$	$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$	- p.l	- p.l	- p.l
Por encima de la línea	$C = 80,64 \cdot \frac{I_x}{l^2}$	Por debajo de la línea	$C = 53,76 \cdot \frac{I_x}{l^2}$	Por encima de la línea	$C = 32,26 \cdot \frac{I_x}{l^2}$	Por debajo de la línea	$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$	Por encima de la línea	$C = 32,26 \cdot \frac{I_x}{l^2}$	Por debajo de la línea	$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$																																									
- p.l		- p.l		- p.l		- p.l		- p.l		- p.l																																										
f=l/200	f=l/300	f=l/500																																																		
línea	línea	línea																																																		
$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$	$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$	$C = 96 \cdot \frac{R_x}{l}$																																																		
- p.l	- p.l	- p.l																																																		

CARGA MÁXIMA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE TODA LA VIGA EN I NORMALES - $T_{trab} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$.

(Datos calculados con regla de cálculo)



Fórmula de cálculo

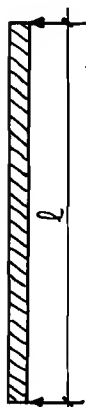
$$C = 112 \cdot \frac{R_k}{l} - p \cdot l$$

Los valores por encima de la línea ---- están calculados con esta otra fórmula, ya que con la anterior la flecha es $> 1/200$ en $C = 80,64 \cdot \frac{l}{12} - p \cdot l$ estos casos.

IPN	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500
8	108	102	98	93	89	85	82	79	76	73	69	65	62	59	55	52	49	46	43	41	39	36	34	33	31	29	28	26	24	23	22
10	189	180	172	164	157	151	144	139	134	129	125	120	116	113	109	106	103	99	97	92	89	87	82	79	74	71	67	64	61	58	55
12	304	289	275	263	252	242	232	224	215	207	194	187	176	171	166	161	156	152	149	144	141	137	131	125	119	114	109	104	100	95	90
14	456	433	413	395	378	363	348	335	323	312	301	291	282	273	264	257	249	242	235	229	224	217	212	207	202	197	192	188	184	180	176
16	652	620	592	565	542	520	499	481	463	443	431	417	404	391	379	368	357	347	338	329	320	312	304	297	290	283	276	270	264	258	253
18	897	854	814	778	745	716	687	661	637	615	594	574	556	538	522	508	492	478	466	453	442	430	419	409	399	391	383	373	365	357	350
20	119	113	108	103	992	952	914	880	848	818	791	764	740	717	696	676	656	637	621	604	589	573	559	545	532	521	508	497	486	476	466
22	155	147	140	134	129	124	118	114	110	106	103	994	963	932	905	879	853	829	807	784	766	745	727	710	693	678	662	647	633	619	607
24	198	188	179	171	164	158	151	145	140	135	131	126	123	118	115	112	108	105	102	100	977	952	928	906	885	865	845	826	808	791	775
26	247	234	224	214	204	197	189	182	175	169	164	158	153	148	144	140	135	132	128	125	122	118	115	113	110	108	105	103	101	989	969
28	303	287	274	262	251	242	232	223	215	207	201	194	188	182	176	172	166	162	157	153	150	146	142	139	135	133	129	126	124	121	119
30	365	347	331	317	303	291	280	269	259	250	242	234	227	220	213	208	201	195	190	184	179	174	169	164	160	156	153	149	146	143	141
32	437	415	396	379	363	349	335	322	311	300	290	280	271	263	255	248	241	234	228	222	217	211	206	201	196	192	187	183	179	175	172
34	516	490	467	447	428	412	395	380	367	354	343	331	320	310	301	293	284	276	269	262	256	249	243	237	231	227	221	216	211	207	203
36	609	579	553	529	506	486	467	449	433	418	405	391	379	367	356	346	336	326	318	310	302	294	287	280	274	268	261	255	250	245	240
38	704	670	640	612	586	562	540	521	501	484	468	452	438	425	412	400	389	378	368	358	349	341	332	324	317	310	303	296	290	284	278
40	816	776	740	708	678	652	626	603	581	561	542	524	506	492	478	464	450	438	426	415	405	394	385	376	367	359	350	343	336	328	322
42	924	883	844	809	777	746	718	693	668	647	624	605	587	569	553	537	522	509	495	483	470	459	449	438	428	418	409	395	382	365	348
44	1048	1003	961	921	883	848	812	784	758	733	710	688	668	649	630	613	597	581	567	552	539	526	514	503	491	481	470	460	451	440	431
46	1184	1136	1091	1048	1006	966	928	891	855	820	787	756	726	698	671	645	620	596	572	549	526	504	482	461	440	420	400	380	360	340	320
48	1332	1281	1232	1185	1140	1096	1054	1013	973	934	895	857	820	784	750	717	685	653	622	592	562	533	504	476	449	423	400	377	354	331	308
50	154	146	139	133	127	123	118	113	109	105	102	989	957	928	901	875	850	827	805	783	764	745	726	708	693	678	662	648	634	621	609

CARGA MÁXIMA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE TODA LA VIGA

EN I NORMALES - $t_{\text{rab}} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$.



IPN	5,50	6,00	6,50	7,00	8,00	9,00	10,00	5,50	6,00	6,50	7,00	8,00	9,00	10,00	l en m.	
12	0,81	0,67	0,55	0,46	0,32	0,23	0,15	0,52	0,42	0,34	0,28	0,19	0,12	0,06	Carga máxima uniformemente repartida en toneladas.	
14	1,45	1,20	1,00	0,84	0,61	0,44	0,32	0,94	0,77	0,64	0,53	0,37	0,25	0,16		
16	2,28	1,99	1,67	1,41	1,03	0,77	0,57	1,56	1,29	1,07	0,90	0,64	0,46	0,32		
18	3,16	2,87	2,53	2,23	1,65	1,25	0,95	2,46	2,03	1,70	1,44	1,04	0,77	0,56		
20	4,21	3,84	3,52	3,24	2,49	1,89	1,46	3,66	3,04	2,55	2,16	1,59	1,18	0,89		
22	5,49	5,00	4,59	4,23	3,61	2,77	2,16	5,27	4,38	3,69	3,14	2,32	1,75	1,33		
24	7,01	6,39	5,86	5,41	4,67	3,91	3,07	7,01	6,13	5,17	4,41	3,28	2,49	1,92		
26	8,77	8,00	7,34	6,78	5,85	5,12	4,21	8,77	8,00	7,03	6,00	4,49	3,43	2,67		
28	10,8	9,83	9,03	8,34	7,20	6,31	5,59	10,8	9,83	9,03	7,92	5,99	4,61	3,60		
30	13,0	11,9	10,9	10,1	8,71	7,64	6,77	13,0	11,9	10,9	10,1	7,80	6,02	4,73		
32	15,6	14,2	13,1	12,1	10,5	9,18	8,15	15,6	14,2	13,1	12,1	10,0	7,75	6,11		
34	18,4	16,8	15,5	14,3	12,4	10,9	9,66	18,4	16,8	15,5	14,3	12,5	9,81	7,76		
36	21,8	19,9	18,3	16,9	14,7	12,9	11,4	21,8	19,9	18,3	16,9	14,7	12,3	9,78		
38	25,2	23,0	21,2	19,6	17,0	14,9	13,3	25,2	23,0	21,2	19,6	17,0	14,9	12,1		
40	29,2	26,7	24,6	22,7	19,7	17,3	15,4	29,2	26,7	24,6	22,7	19,7	17,3	14,8		
42	34,9	31,9	29,3	27,1	23,5	20,7	18,4	34,9	31,9	29,3	27,1	23,5	20,7	18,4		
45	40,9	37,4	34,4	31,8	27,6	24,4	21,7	40,9	37,4	34,4	31,8	27,6	24,4	21,7		
47	47,8	43,7	40,2	37,2	32,3	28,5	25,4	47,8	43,7	40,2	37,2	32,3	28,5	25,4		
50	55,2	50,5	46,5	43,0	37,4	33,0	29,4	55,2	50,5	46,5	43,0	37,4	33,0	29,4		
	Por encima de la línea	f=1/200			Por debajo de la línea	f=1/300			Por encima de la línea	f=1/500			Por debajo de la línea	Fórmulas		
		línea				línea				línea						
	$C = 80,64 \cdot \frac{I}{l^2}$	$C = 112 \cdot \frac{R_x}{l}$				$C = 53,76 \cdot \frac{I}{l^2}$				$C = 32,26 \cdot \frac{I}{l^2}$				$C = 112 \cdot \frac{R_x}{l}$		
	- p.l	- p.l				- p.l				- p.l				- p.l		

VIGAS DE CELOSIA

Introducción

Las vigas de celosía se suelen proyectar cuando las luces son muy grandes, o cuando se quieren hacer vigas con poco peso. Estas vigas están compuestas por perfiles laminados, y las de grandes luces - suelen tener forma rectangular (fig. 103).

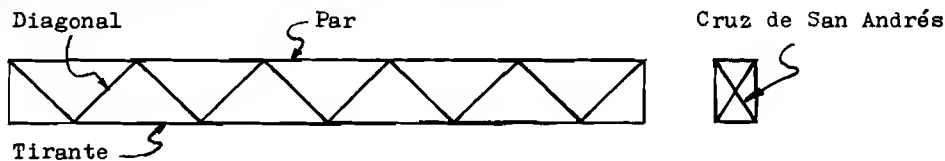


Fig. 103

Para el cálculo de los perfiles se utiliza el diagrama de CREMONA. Con este método se suponen todos los nudos articulados aunque en la realidad no es así, ya que están soldados o remachados normalmente. Esto es admisible dado que la longitud y esbeltez de los elementos, es suficiente para que puedan doblarse según pida la deformación, al entrar en carga la viga.

La anchura de la viga es necesaria para que pueda resistir el pandeo por la compresión, y, además los esfuerzos laterales del viento. También se colocarán cada x tramos unas cruces de San Andrés para darle mayor rigidez.

Las vigas de celosía de poco peso, suelen estar constituidas por un tubo en el par, y por redondos el resto (fig. 104).

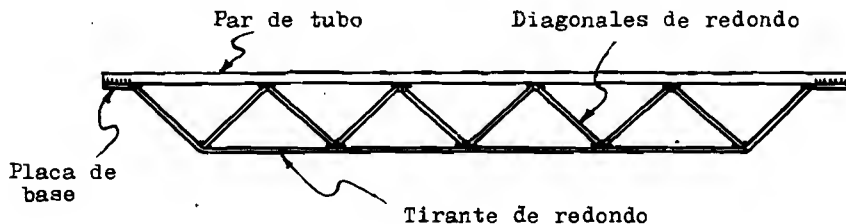


Fig. 104

Altura

Para la altura de las vigas de celosía, se tomará una distancia entre ejes de gravedad del par y del tirante, que oscile entre la siguiente:

$$\frac{\text{Luz}}{10} \quad a \quad \frac{\text{Luz}}{12}$$

Flecha

Al armar las vigas se les da una contraflecha igual a la luz dividida por 500. Los nudos entre el centro y los apoyos se les irá dando la contraflecha necesaria para que forme una parábola con los apoyos (ver tabla de la página 80).

Número de vanos

El número de vanos dependerá de la altura, ya que se harán - los necesarios, para que las diagonales estén aproximadamente a 45° - (son admisibles de 40 a 55°).

Cremona

Para que se pueda hacer el diagrama de esfuerzos, se tiene - que verificar la siguiente fórmula:

$$N \cdot 2 = B + 3$$

N = N° de nudos

B = N° de barras

Si no se cumple ésta fórmula la viga es estáticamente indeter- minada.

Se dibujará primero la viga a escala, en la parte superior iz- quierda de la hoja de cálculo, con unas flechas encima de cada nudo, - que indicarán las cargas en kg. que tiene que soportar cada articula- ción. A continuación se numerarán todas las barras de la viga, y se - procederá como en el ejemplo siguiente (fig. 105):

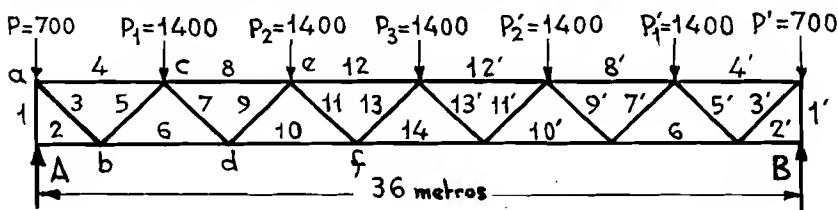


Fig. 105 1 : 250 Compresión - Tracción +
1 mm. = 100 Kg.

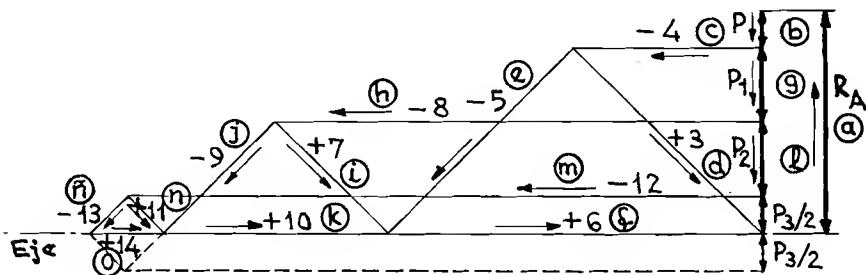


Fig. 106

En la parte inferior derecha se dibujará el diagrama poniendo las cargas a escala, y se trazarán paralelas a las barras de la viga - con el orden que se indica en las letras encerradas en circunferencias. El orden que se toma en los nudos es de izquierda a derecha (a-b-c-d-e-f), y en las barras y esfuerzos la dirección de las manillas del reloj. Las flechas indican la dirección del trazado, y por ellas se halla si

trabajan a compresión o tracción. Si la flecha se dirige hacia el nudo la barra trabaja a compresión, y si vá en dirección opuesta trabaja a tracción. A las barras comprimidas se les pondrá el signo -, y a las traccionadas el signo +. Midiendo con la misma escala que se dibujarán las cargas, la longitud de las diferentes barras en el CREMONA, nos dará el esfuerzo a que están sometidas cada una de ellas (Fig. 106).

La barra 1 y 2 no salen en el diagrama. La 1 trabaja a compresión con un esfuerzo igual a la reacción R_A , y la 2 no trabaja nada pero como sirve de unión, se le pone el mismo perfil que la barra 14 por razones constructivas.

El CREMONA no hará falta hacerlo nada más que hasta la mitad de las barras de la viga, ya que la otra mitad trabaja igual (teniendo en cuenta cargas simétricas). Para que el CREMONA esté bien hecho se tendrá que cumplir, que las barras y esfuerzos de cada nudo formen un polígono cerrado.

V i e n t o

Se tomará como superficie expuesta al viento, la suma de las superficies de las barras o perfiles en las vigas de celosía, y la del alma y cordones, en las de alma llena. Las barras que se encuentren tapadas por otras, y que su separación no sea superior a la anchura de las mismas, no se deberán tener en cuenta para los efectos del viento. Si las barras están tapadas por otras, y su separación es superior a la anchura, se le contará como superficie expuesta sólo el 75% de ellas.

En la presión del viento se tiene en cuenta la altura a que se encuentra la viga. La forma de cálculo es la siguiente:

Presión en kg. por 1 m² de superficie = $1,6 \cdot x$

de 0 hasta 8 metros de altura $x = 50$
 de 8 hasta 20 metros de altura $x = 80$
 de 20 hasta 100 metros de altura $x = 110$
 de 100 a más metros de altura $x = 130$

EJEMPLO DE CALCULO DE UNA VIGA DE CELOSIA

Se tienen los siguientes datos; viga simplemente apoyada con 12 metros de luz, una carga centrada de 5 toneladas, expuesta al viento y está a una altura de 14 metros del suelo. $T_{adm} = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

A l t u r a

$$\frac{\text{Luz}}{12} = \frac{12}{12} = 1 \text{ metro}$$

Número de vanos

Como está expuesta al viento la viga deberá llevar una celosía horizontal, para contrarrestar su esfuerzo, por lo tanto la viga constará de dos celosías verticales y dos horizontales.

Para hallar el número de vanos y la separación de las vigas verticales, habrá que hacer un tanteo dibujando los ejes a escala, y trazando las diagonales de manera que estén comprendidas entre los 40 y 55° (fig. 107 y 108).

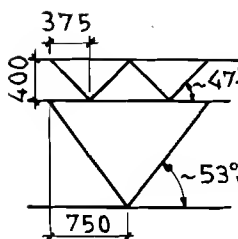


Fig. 107

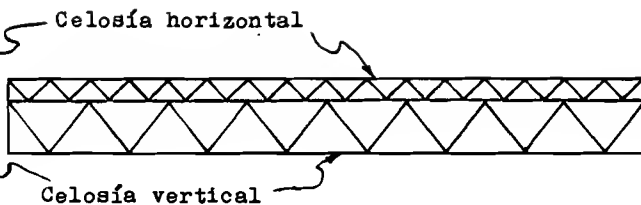


Fig. 108

Peso propio de la viga

Para poder calcular la viga con exactitud hace falta conocer su peso propio, para ello se calculará primero la viga con la sobrecarga y se hallará su peso. Luego con éste peso propio más el de la sobrecarga, se hará el cálculo definitivo de la viga.

Para que el presente ejemplo resulte menos complicado, he calculado aparte el peso propio de la viga teniendo en cuenta la sobrecarga. Su peso en estas condiciones es de 550 kg. Por lo tanto el peso propio en cada nudo de cada celosía vertical será el siguiente:

$$550 : 16 \approx 35 \text{ Kg.}$$

Cálculo de una de las celosías verticales

Primero se hallará el esfuerzo a que está sometida cada barra, teniendo en cuenta el peso propio y la sobrecarga (se utilizará para ello el Cremona). A continuación se hallará el tipo de perfil adecuado para resistir los esfuerzos de tracción o compresión de cada barra, según cándolo de las tablas de las páginas 209 y 211 (fig. 109 - 110 y cuadro de esfuerzos 1).

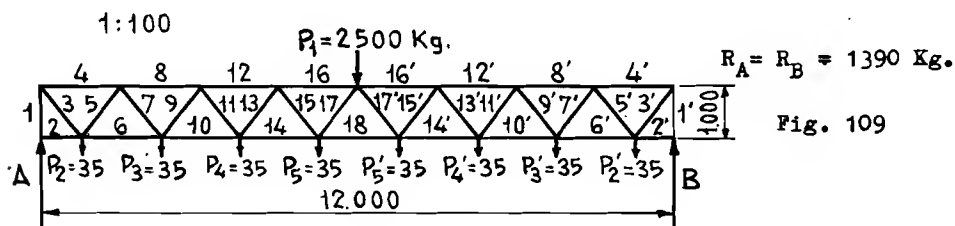


Fig. 109

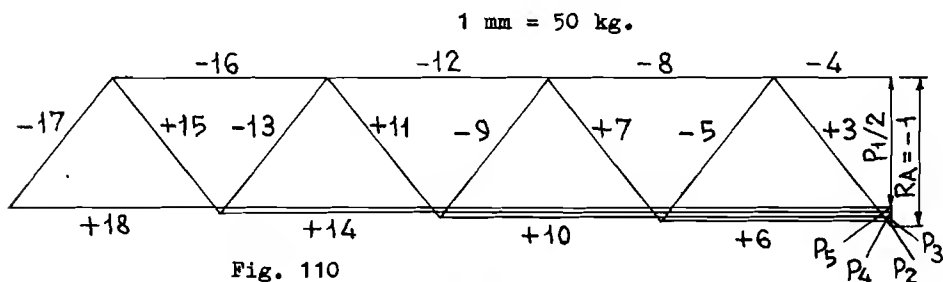


Fig. 110

Cuadro 1

Barra nº	Luz m.	Tensión	Esfuer- zo Kg.	Perfíl J
1	1,00	Compresión	1390	40·40·6
3	1,20	Tracción	1800	30·30·3
4	1,50	Compresión	1120	
5	1,20	"	1750	45·45·7
6	1,50	Tracción	2170	
7	1,20	"	1750	30·30·3
8	1,50	Compresión	3250	
9	1,20	"	1700	45·45·7
10	1,50	Tracción	4260	
11	1,20	"	1700	25·25·3
12	1,50	Compresión	5350	
13	1,20	"	1650	45·45·7
14	1,50	Tracción	6350	
15	1,20	"	1650	25·25·3
16	1,50	Compresión	7400	80·80·8
17	1,20	"	1600	45·45·7
18	1,50	Tracción	8400	50·50·9

Ver indicaciones
sobre diagonales y
montantes en la
página 78 y 79

Por razones construc-
tivas y de existen-
cias de materiales,
normalmente no se po-
nen perfiles menores
que angular 35·35·4.

Las barras 4, 8 y 12 no se calculan porque se ponen por razo-
nes constructivas, igual a la 16. Lo mismo ocurre con las barras 2, 6,
10 y 14 que se pondrán igual a la 18.

El cálculo de los perfiles de las diferentes barras está hecho
para las vigas soldadas, para las remachadas habrá que tener en cuenta
la debilitación de los agujeros de los remaches, en las barras traccio-
nadas (en las comprimidas no hace falta porque están superdimensionadas
para resistir el pandeo).

Cálculo de una de las celosías horizontales

La superficie total de las barras expuesta al viento será la -
siguiente:

<u>Una celosía vertical.-</u>	Barra 1 = $2 \cdot 1 \cdot 0,04$	= 0,080 m2.
"	3 = $2 \cdot 1,2 \cdot 0,03$	= 0,072 "
"	5 = $2 \cdot 1,2 \cdot 0,045$	= 0,108 "
"	7 = $2 \cdot 1,2 \cdot 0,03$	= 0,072 "
"	9 = $2 \cdot 1,2 \cdot 0,045$	= 0,108 "
"	11 = $2 \cdot 1,2 \cdot 0,025$	= 0,060 "
"	13 = $2 \cdot 1,2 \cdot 0,045$	= 0,108 "
"	15 = $2 \cdot 1,2 \cdot 0,025$	= 0,060 "
"	4-8-12-16 = $12 \cdot 0,08$	= 0,960 "
"	17 = $2 \cdot 1,2 \cdot 0,045$	= 0,108 "
"	2-6-10-14-18 = $12 \cdot 0,050$	= 0,600 "
	<u>Total</u>	<u>2,336 m2.</u>

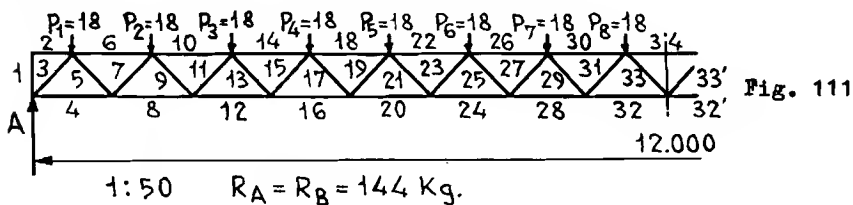
Segunda celosía vertical.- Según las normas ya dichas a esta celosía -
sólo se le considerará el 75% de la superfi-
cie total, que será
 $0,75 \cdot 2,336 = 1,75 \text{ m2.}$

Luego la superficie total expuesta al viento de toda la viga
será la siguiente:
 $2,336 + 1,75 = 4,086 \text{ m2.}$

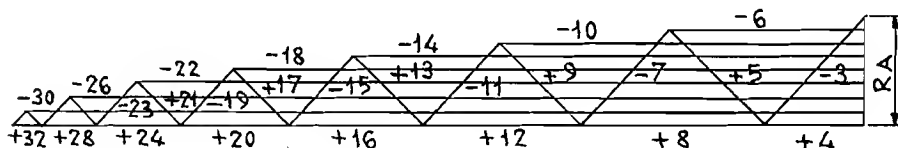
Presión del viento.— Como la viga está a una altura de 14 metros, tendremos que el coeficiente "x" es igual a 80, luego la presión del viento será la siguiente:

$$1,6 \cdot 80 \cdot 4,086 = 523 \text{ Kg.}$$

Como solo calculamos una celosía horizontal tendremos $\frac{523}{2} = 262 \text{ Kg.}$ que repartido entre los 16 nudos será $262 : 16 = 16,3 \text{ Kg.}$ pero le pondremos 18 kg. por si hay que aumentar algún perfil. Ver figuras 111 y 112, y cuadro de esfuerzos 2.



$$1 \text{ mm} = 7 \text{ kg.}$$



Cuadro 2

Por razones constructivas y de existencia de materiales, normalmente no se ponen perfiles menores que angular de 35·35·4.

barra Nº	Luz m.	Tensión	Esfuerzo Kg.	Perfil
3	0,55	Compresión	197	20·20·3
5	0,55	Tracción	180	"
7	0,55	Compresión	180	"
9	0,55	Tracción	150	"
11	0,55	Compresión	150	"
13	0,55	Tracción	127	"
15	0,55	Compresión	127	"
17	0,55	Tracción	107	"
19	0,55	Compresión	107	"
21	0,55	Tracción	84	"
23	0,55	Compresión	84	"
25	0,55	Tracción	49	"
27	0,55	Compresión	49	"
29	0,55	Tracción	28	"
31	0,55	Compresión	28	"
30	0,75	"	1105	
32	0,75	Tracción	1125	

Las barras 1, 2, 33 y 34 no salen en el Cremona, y se pondrán las 2 y 34 como 30 y la 1 y 33 como las diagonales.

Como se puede ver, en ésta viga, los esfuerzos son muy peque-

nos en la celosía horizontal. Cuando son mayores y los perfiles de las diagonales son diferentes, se suelen poner todas las diagonales del perfil máximo que salga, dado que al hacer el cálculo empujando el viento por el otro lado, las barras que trabajan a compresión lo hacen a tracción, y las de tracción a compresión.

Al par y al tirante de la celosía vertical, se le tendrá que aumentar 1105 y 1125 Kg. de esfuerzo, y comprobar a ver si vale el mismo perfil.

Par . . . = 7400 + 1105 = 8505 Perfil \angle 75-75-10
 Tirante . = 8400 + 1125 = 9525 " \angle 50-50-9

Por lo tanto se tendrá que cambiar solo el par al nuevo perfil.

Cálculo a pandeo del Par

También se tendrá que calcular el par a pandeo, para ver si vale la viga. La fórmula es la siguiente:

$$T_{\text{trab}} = \frac{P_c \cdot \omega}{S} \leq 1200 ; \frac{15122 \cdot 1,3}{28,2} = 697 \text{ Kg.}$$

luego vale, y se le podía haber dado menos separación a las celosías verticales.

$$P_c = \frac{Mf_m}{I_x} \cdot M_e = \frac{1500000}{104209,8} \cdot 1057,5 = 15122 \text{ Kg.}$$

P_c = Esfuerzo de compresión en el par

Mf_m = Valor medio del momento flector, en la zona de máximo esfuerzo. Como la carga central de la viga no la transmite otra viga de arriostamiento, se cogerá el máximo momento flector.

$$Mf_m = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{5000 \cdot 1200}{4} = 1500000 \text{ kg.cm.}$$

I_x = Momento de inercia de la sección completa de la viga, con respecto al eje x-x.

$$I_x = 2 \cdot [71,4 + (14,1 \cdot 37,5^2)] + 2 \cdot [17,9 + (8,24 \cdot 62,5^2)] = 104209,8 \text{ cm}^4.$$

Para saber la situación del eje x-x se hallará gráficamente, suponiendo las secciones del cordón superior (28,2 cm²) e inferior (16,48 cm²) como fuerzas y hallando su resultante (ver figura 31).

M_e = Momento estático de los angulares del par

$$M_e = 14,1 \cdot 2 \cdot 37,5 = 1057,5 \text{ cm.}$$

ω = Coeficiente de esbeltez del cordón superior con respecto al eje y-y. Ver tablas de la página 226.

$$\lambda = \frac{1}{i_y} = \frac{1200}{\sqrt{\frac{2 \cdot [71,4 + (14,1 \cdot 20^2)]}{2 \cdot 14,1}}} = \frac{1200}{20} = 60 \quad \omega = 1,3$$

Dibujo de la viga

En la página 79 viene el dibujo de la viga, con los detalles de los diferentes nudos soldados y remachados. También la contra flecha que hay que darle en el gálibo de armado. Los puntos intermedios de la contraflecha, se calcularán con la tabla de la página 80. Se indican igualmente las distancias a ejes de perfiles. Para el cálculo de los cordones de soldadura y los remaches, se consultará con los capítulos correspondientes.

En el plano se dibujarán también a escala 1 : 5 todos los nudos diferentes que tenga, con sus cotas, espesores y longitudes de cordones, etc.

Las vigas remachadas serán lo mismo, pero con las uniones entre perfiles unidas por remaches. En la figura nº 113 se dibuja el nudo del detalle A.

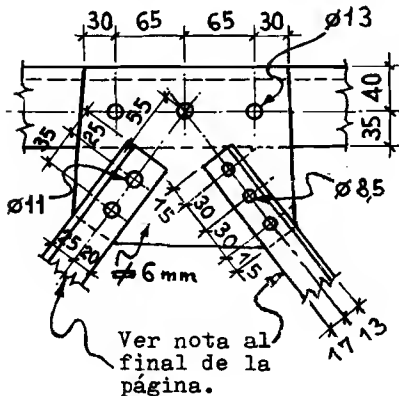


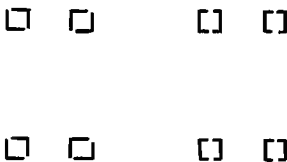
Fig. 113

OTRAS VIGAS DE CELOSIA

Para vigas que tengan que soportar más carga se tendrán que poner dos perfiles unidos, para el par y el tirante de cada celosia vertical. Seguidamente se pueden ver dibujadas varias soluciones, para vigas soldadas y para las remachadas (Fig. 114 y 115).

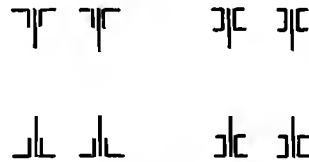
Soldadas

Fig. 114

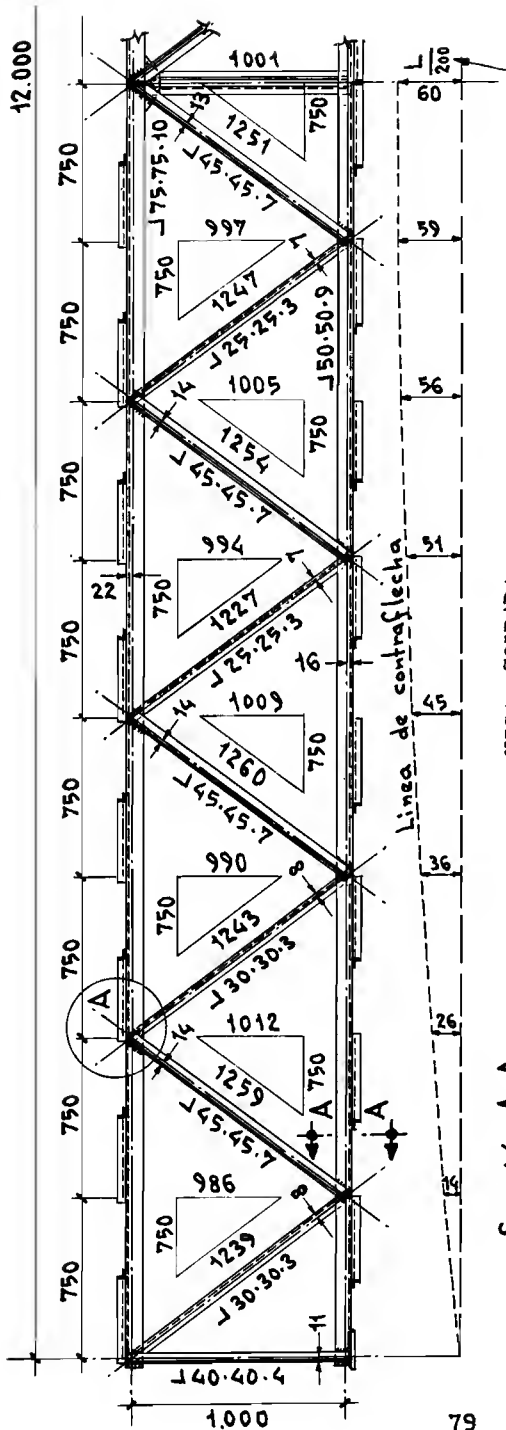


Remachadas

Fig. 115

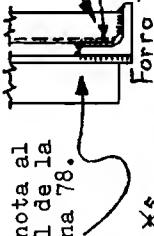


N O T A: Barras tracción ó compresión de relleno (diagonales y montantes), de un solo angular, en las que para su cálculo solo intervengan fuerzas principales (ver página 6), se calcularán como si fueran con los extremos articulados, y sin tener en cuenta el eje de gravedad, pero aumentándoles un 25% a la carga (para evitar un aumento de la tensión admisible).



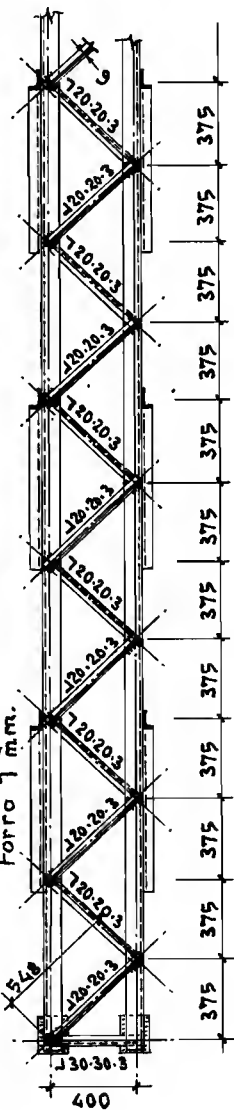
Sección A-A

Ver nota al final de la página 78.

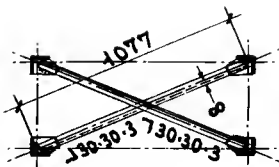


VIGA SOLDADA

En las barras de relleno traccionadas (diagonales y montantes), de un solo angular, en las que para su cálculo intervengan solo fuerzas principales (ver página 6), irá soldado el otro ala para evitar un aumento de la tensión admisible por los ejes de gravedad). También como nota al final de la página 78.



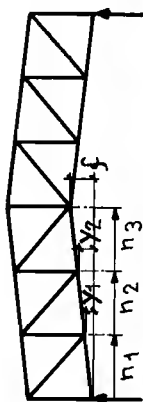
Como ejemplo



CRUZ DE SAN ANDRES DEL CENTRO DE LA VIGA

Cálculo de las contraflechas en los vanos intermedios
de las vigas de celosía, conociendo la del centro.

$$\text{Fórmula: } y_x = \alpha \cdot f$$



Nº tot. va- nos	Factor α para el cálculo de la altura "y" según el número n de vanos															Nº tot. van.	
	n ₁	n ₂	n ₃	n ₄	n ₅	n ₆	n ₇	n ₈	n ₉	n ₁₀	n ₁₁	n ₁₂	n ₁₃	n ₁₄	n ₁₅		
4	0,750	1,000															4
5	0,640	0,960															5
6	0,556	0,889	1,000														6
7	0,490	0,816	0,980														7
8	0,438	0,750	0,938	1,000													8
9	0,395	0,691	0,889	0,960	1,000												9
10	0,360	0,640	0,840	0,960	0,992	1,000											10
11	0,331	0,595	0,793	0,926	0,972	0,994	1,000										11
12	0,306	0,556	0,750	0,889	0,947	0,980	0,996	1,000									12
13	0,284	0,521	0,710	0,852	0,918	0,960	0,984	0,996	1,000								13
14	0,265	0,490	0,673	0,816	0,889	0,938	0,969	0,996	1,000								14
15	0,249	0,462	0,640	0,782	0,859	0,913	0,960	0,988	1,000								15
16	0,234	0,438	0,609	0,750	0,830	0,889	0,931	0,975	0,997	1,000							16
17	0,221	0,415	0,582	0,720	0,802	0,864	0,910	0,960	0,990	0,998	1,000						17
18	0,210	0,395	0,556	0,691	0,776	0,852	0,906	0,944	0,980	0,998	1,000						18
19	0,199	0,377	0,532	0,665	0,750	0,840	0,889	0,926	0,967	0,992	0,998	1,000					19
20	0,190	0,360	0,510	0,640	0,726	0,816	0,867	0,907	0,953	0,983	0,998	1,000					20
21	0,181	0,344	0,490	0,617	0,702	0,793	0,867	0,926	0,967	0,992	0,998	1,000					21
22	0,174	0,331	0,471	0,595	0,680	0,771	0,847	0,907	0,953	0,983	0,998	1,000					22
23	0,166	0,318	0,454	0,575	0,660	0,750	0,826	0,889	0,938	0,972	0,993	1,000					23
24	0,160	0,306	0,438	0,556	0,640	0,730	0,806	0,870	0,922	0,960	0,986	0,998	1,000				24
25	0,154	0,294	0,422	0,538	0,621	0,710	0,787	0,852	0,905	0,947	0,976	0,994	1,000				25
26	0,148	0,284	0,408	0,521	0,604	0,691	0,768	0,834	0,889	0,933	0,966	0,988	0,998	1,000			26
27	0,142	0,274	0,395	0,505	0,604	0,691	0,768	0,834	0,889	0,933	0,966	0,988	0,998	1,000			27
28	0,138	0,265	0,383	0,490	0,587	0,673	0,750	0,816	0,872	0,918	0,954	0,980	0,995	1,000			28
29	0,133	0,257	0,371	0,476	0,571	0,656	0,732	0,799	0,856	0,904	0,942	0,970	0,989	0,999	1,000		29
30	0,129	0,249	0,360	0,462	0,556	0,640	0,716	0,782	0,840	0,889	0,929	0,960	0,982	0,996	1,000		30

3 SOPORTES

INTRODUCCION

Los soportes metálicos están constituidos por uno, dos o varios perfiles laminados, unidos entre sí por unos elementos llamados presillas.

La misión del soporte es la de sujetar las vigas, cerchas u otros elementos que apoyen sobre él, y, de transmitir la carga a los fundamentos.

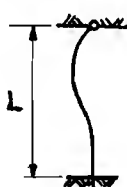
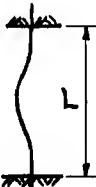
La longitud de los soportes en relación a su sección es mucho mayor, por lo tanto los soportes están sometidos a pandeo.

TIPOS DE SOPORTES

Según la rigidez de los extremos de los soportes, existen cuatro tipos diferentes. En la figura 116 se pueden ver esquemáticamente los cuatro tipos.

extremos articulados

un extremo libre y el otro empotrado



extremos empotrados

extremo articulado y el otro empotrado.

Fig. 116

ESBELTEZ

La esbeltez de los soportes en cada tipo de ellos, se calculará según el reglamento alemán, por las fórmulas siguientes:

Soportes con los extremos articulados.-

$$\lambda = \frac{\text{Longitud entre los extremos articulados}}{\text{radio de giro } \underline{\text{mínimo}} \text{ de la sección}} = \frac{L}{i}$$

Soportes con los extremos empotrados.-

$$\lambda = \frac{\text{Longitud entre los extremos empotrados}}{2 \cdot \text{radio de giro } \underline{\text{mínimo}} \text{ de la sección}} = \frac{L}{2 \cdot i}$$

Soportes con un extremo libre y el otro empotrado.-

$$\lambda = \frac{\text{Longitud entre el extremo libre y el empotrado} \cdot 2}{\text{radio de giro } \underline{\text{mínimo}} \text{ de la sección}} = \frac{L \cdot 2}{i}$$

Soportes con un extremo articulado y el otro empotrado.-

$$\lambda = \frac{\text{Longitud entre el extremo articulado y el empotrado}}{\text{radio de giro } \underline{\text{mínimo}} \text{ de la sección} \cdot \sqrt{2}} = \frac{L}{i \cdot \sqrt{2}}$$

El coeficiente de seguridad con estas fórmulas es de 3,5.

Las esbeltez máxims admisible en los soportes es de 250.

PRESILLAS

En los soportes de dos perfiles laminados, los ejes de las presillas, se colocarán con una separación igual o menor de 50 veces, el radio de giro mínimo de uno de los perfiles del soporte (esta norma vale también para barras de celosía que trabajen a compresión).

Las presillas se colocarán de forma que la separación entre ellas, sea igual o aproximadamente igual en todas (fig. 117).

El número de presillas interiores será de dos como mínimo, para que estén por lo menos, entre cada tercio del soporte.

CARGAS EN LOS SOPORTES

Centradas

Las cargas producidas por el apoyo de vigas, cerchas, jácenas, etc., encima de los soportes son centradas. Las vigas que apoyan lateralmente en los soportes, también se consideran como cargas centradas (Fig. 118).

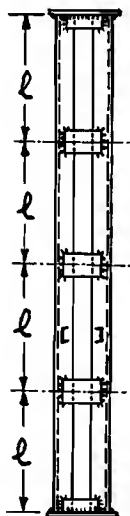


Fig. 117

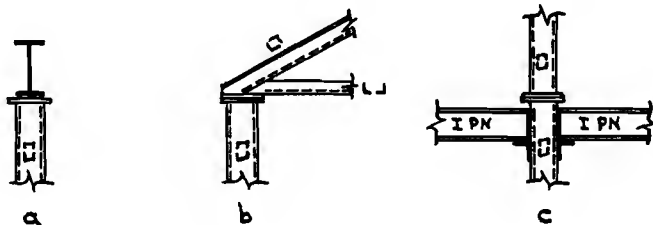


Fig. 118

Descentradas

Las cargas producidas por el apoyo de las vigas carril de un puente grúa, se consideran descentradas. En éste caso el soporte además de estar sometido a compresión, lo está también a flexión. (Fig. 119)

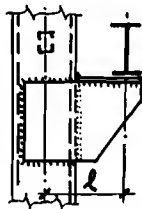


Fig. 119

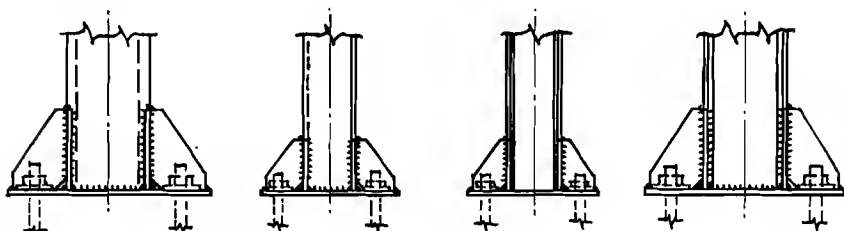
DISPOSICION PRINCIPAL DE LOS PERFILES EN LOS SOPORTES

(Varias figuras)

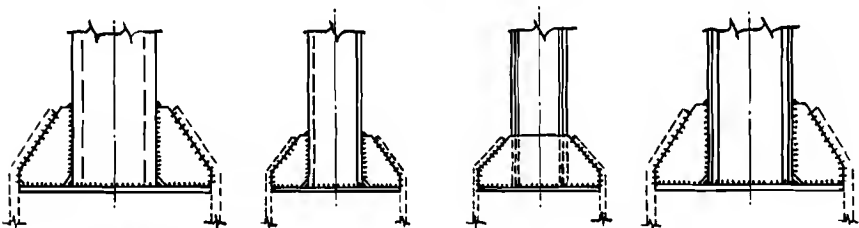
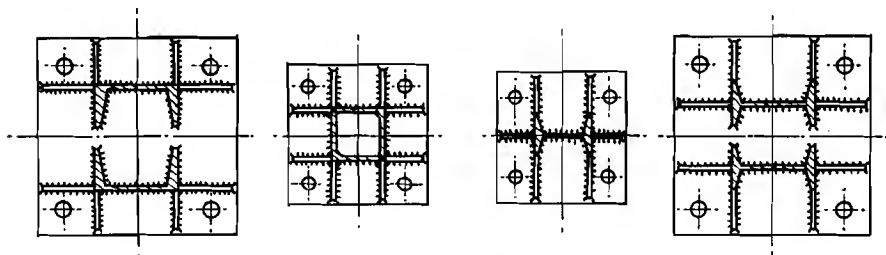
Parte central en los soportes soldados



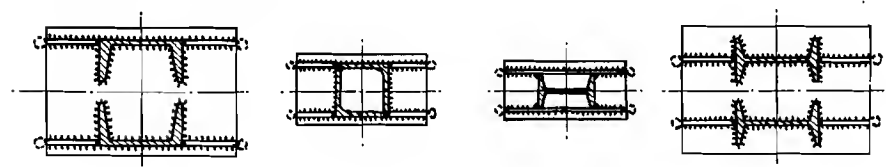
Bases en los soportes soldados

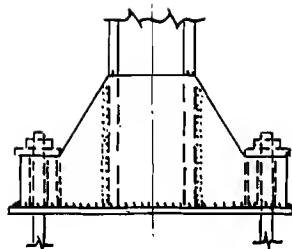
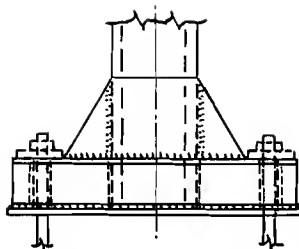


Anclajes atornillados

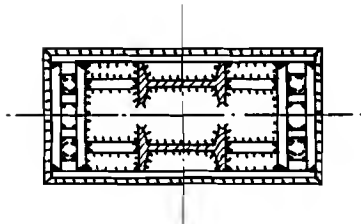
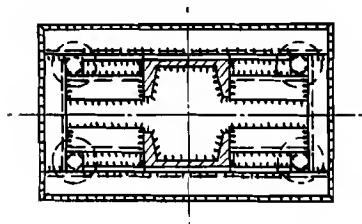


Anclajes soldados

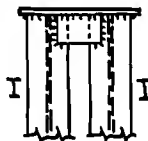




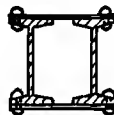
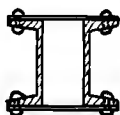
Anclajes atornillados



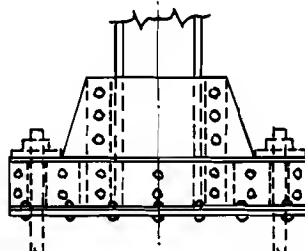
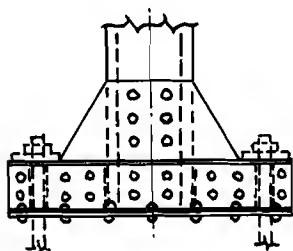
Parte superior en los soportes soldados



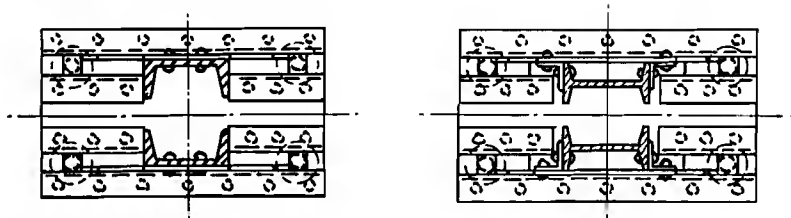
Parte central en los soportes remachados



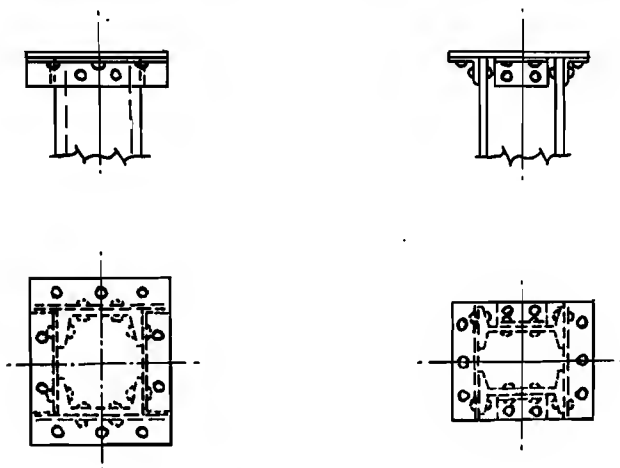
Bases en los soportes remachados



Bases en los soportes remachados



Parte superior en los soportes remachados



EMPALMES DE SOPORTES

(Fig. 120 y 121)

Soportes soldados

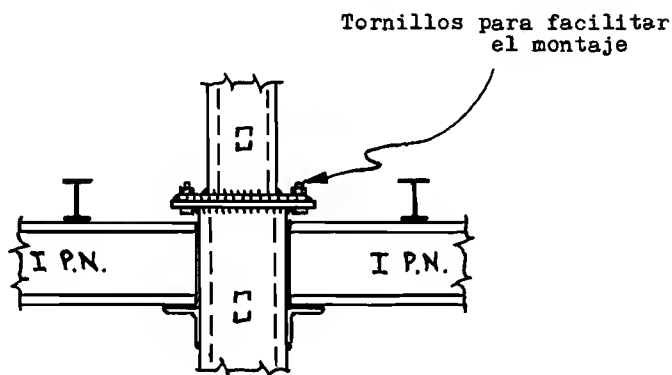


Fig. 120

Soportes remachados

La sección de todos los remaches de todo un lado del empalme será la siguiente:

$$S = \frac{\text{Carga del soporte}}{\text{tensión admisible en los remaches}}$$

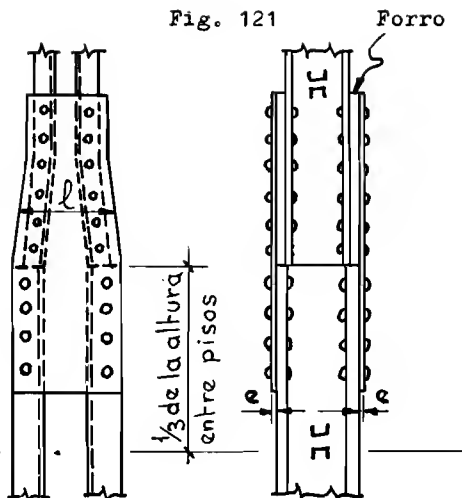
Sección del cubrejuntas

$$2 \cdot l \cdot e \cdot T_{adm} = \text{Carga del soporte}$$

Altura superior de piso



Fig. 121



CALCULO DE SOPORTES CON CARGA CENTRADA

- 1).- Soporte con extremos articulados (figs. 122 y 123). S = sección de los dos perfiles. ω = ver página 226. λ = esbeltez.

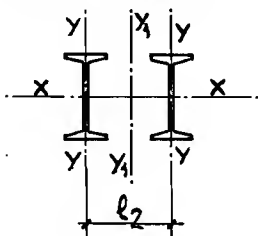


Fig. 122

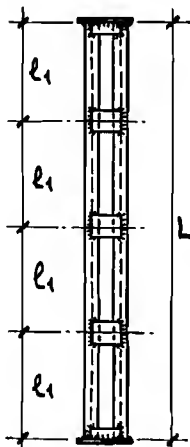


Fig. 123

La carga máxima que resiste el soporte con respecto al eje $x-x$ es igual a:

$$P = \frac{T_{trab} \cdot S}{\omega_x} \quad \left(\lambda_x = \frac{L}{i_x} \right)$$

y con respecto al eje $y1-y1$

$$P = \frac{T_{trab} \cdot S}{\omega_{y1 \text{ ideal}}} \quad \left(\lambda_{y1 \text{ ideal}} = \sqrt{\lambda_{y1}^2 + \lambda_y^2} \right)$$

Por lo tanto interesa que resista la misma carga en los dos ejes. Para ello es necesario que sean iguales los dos coeficientes de pandeo $\omega_x = \omega_{y1 \text{ ideal}}$,

o lo que es lo mismo las dos esbelteces $\lambda_x = \lambda_{y1 \text{ ideal}}$ que es igual a

$$\frac{L}{i_x} = \sqrt{\left(\frac{L}{i_{y1}} \right)^2 + \left(\frac{l_1}{i_y} \right)^2} \quad \delta$$

$$\frac{L}{i_x} = \sqrt{\left(\frac{\frac{L}{2 \cdot I_y + S' \cdot \left(\frac{l_2}{2}\right)^2 \cdot 2}}{2 \cdot S'} \right)^2 + \left(\frac{l_1}{i_y}\right)^2}$$

y lo conseguiremos despejando l_2 y poniendo los perfiles a la separación que ealga

$$l_2 = 2 \cdot \sqrt{\frac{\left[\frac{\frac{L^2}{\left(\frac{l_1}{i_x}\right)^2 - \left(\frac{l_1}{i_y}\right)^2} \cdot S'}{S'} \right] - I_y}{S'}} \leq 20 \cdot i_y$$

S' = sección de un perfil.

I_y = momento de inercia de un solo per
fil.

- 2).- En los soportes con extremos empotrados, uno libre y otro empo-
trado, y uno articulado y otro empotrado, se usarán las mismas -
fórmulas pero cambiando el coeficiente de pandeo y la esbeltez -
correspondiente. Ejemplo de extremos empotrados:

$$P = \frac{T_{adm} \cdot S}{\omega_x} \left\{ \left(\lambda_x = \frac{L/2}{i_x} \right); \quad l_2 = 2 \cdot \sqrt{\frac{\left[\frac{\frac{(L/2)^2}{\left(\frac{L/2}{i_x}\right)^2 - \left(\frac{l_1}{i_y}\right)^2} \cdot S'}{S'} \right] - I_y}{S'}} \leq 20 \cdot i_y \right.$$

S' = sección de un perfil

I_y = momento de inercia de un solo perfil

Ejemplo de cálculo de un soporte

Tipo de soporte, extremos articulados. Altura del soporte 3,5 metros.
Carga 33 toneladas. $T_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$. Perfiles 2 I.

$$\text{Fórmula} \quad P = \frac{1200 \cdot S}{\omega_x} = 33 \text{ toneladas}$$

Se irá probando por tanteo los diferentes perfiles, hasta lle-
gar al ideal que en este caso son 2 I PN 14. Tendremos que:

$$\lambda_x = \frac{350}{5,61} = 62 \quad \omega_x = 1,32 \text{ ver página 226}$$

$$P = \frac{1200 \cdot 36,6}{1,32} = 33300 \text{ Kg.}$$

Como tiene 3,5 metros y la separación máxima admisible de las
presillas es 0,7 metros ($50 \cdot i_y$), podremos poner cinco vanos ya que -
 $5 \cdot 0,7 = 3,5$ metros. La separación que le tenemos que dar a los perfi-
les, la obtendremos de la fórmula siguiente:

(para el cálculo de las presillas ver páginas 140 y 170)

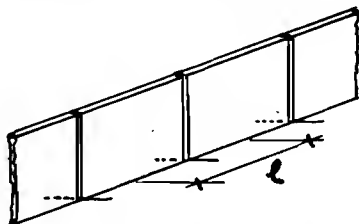
$$l_2 = 2 \cdot \sqrt{\frac{\left[\frac{350^2}{5,61} - \left(\frac{70}{1,4} \right)^2 \right] \cdot 18,3}{18,3}} - 35,2 = 2 \cdot 9,3 = 18,6 \text{ cm.}$$

Para los soportes de edificios y otros, se tendrá que tener en cuenta para su cálculo el momento que le producen las vigas soldadas. Ver páginas 57, 236 y 278.

CALCULO DE SOPORTES SOMETIDOS A FLEXION

Este caso es el de un soporte que tiene que resistir el esfuerzo del viento en una valla o pared, estando un extremo libre y el otro empotrado (figs. 124 y 125).

Fig. 124



viento

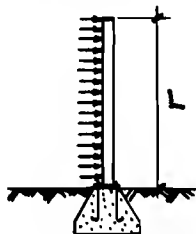


Fig. 125

Se consigue un empotramiento, cuando la base, los anclajes y los fundamentos están calculados para resistir los esfuerzos de vuelco.

La presión del viento sobre cada soporte será:

$$L \cdot l \cdot V = C \quad ; \quad (V = 1,6 \cdot x)$$

V = Presión del viento por m². de superficie. Para el valor "x" ver página 223.

El momento que tiene que resistir el soporte será:

$$M_f = \frac{C \cdot L}{2}$$

Como se puede ver este caso es el de una viga en voladizo con carga uniformemente repartida, cuyo momento flector es el que se ha dado anteriormente. Por lo tanto, el momento resistente necesario es:

$$R_x = \frac{M_f}{T_{adm}}$$

y con él se podrá buscar, en las tablas, el perfil correspondiente.

Ejemplo de cálculo de un soporte

Tipo de soporte, libre en un extremo y empotrado en el otro.
 Altura del soporte 4 metros. Distancia entre los soportes 6 metros.
 Perfil 1 I. $T_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\text{Presión del viento} = 4 \cdot 6 \cdot 80 = 1920 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Momento flector} = \frac{1920 \cdot 400}{2} = 384000 \text{ Kg. cm.}$$

$$\text{Momento resistente necesario } R_x = \frac{384000}{1200} = 320 \text{ cm}^3.$$

que mirando en las tablas de perfiles nos dará una I.PN. 24.

CALCULO DE SOPORTES CON CARGA CENTRADA Y DESCENTRADA

El caso más corriente es el de una nave cerrada, con puente - grúa. Aquí hay que tener en cuenta, el peso de la viga carrilera + puente grúa, los esfuerzos de frenado de éste, y la acción del viento sobre la cubierta y muros de la nave. (Fig. 126). P_0 = esfuerzo de frenado. P_{10} = esfuerzo de frenado en sentido longitudinal a la nave. P_3 = esfuerzo del viento sobre la cubierta.

Para el ejemplo de una nave sin puente grúa, sirve este mismo pero quitando los esfuerzos del puente grúa.

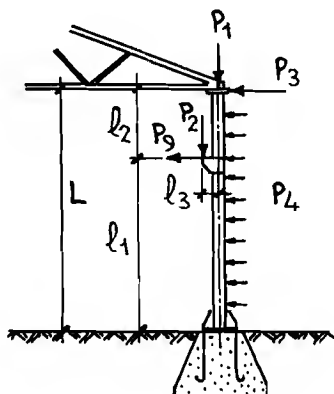


Fig. 126

En este caso el soporte trabaja a compresión y a flexión, por lo tanto la suma de los dos esfuerzos a que están sometidos los perfiles, deberá ser igual o menor que la tensión de trabajo admisible.

Esfuerzo de compresión

$$T_{\text{trab}} = \frac{(P_1 + P_2) \cdot \omega_x}{S}$$

Esfuerzo de flexión (vuelco)

$$Mf_{P_3} = P_3 \cdot L ; Mf_{P_4} = \frac{P_4 \cdot L}{2} ; Mf_{P_2} = P_2 \cdot l_3 ; Mf_{P_9} = P_9 \cdot l_1 ;$$

$$Mf_{P_{10}} = P_{10} \cdot l_1 ; T_{\text{trab}} = \frac{Mf_{P_3} + Mf_{P_4} + Mf_{P_2} + Mf_{P_9} + Mf_{P_{10}}}{R_x}$$

Respecto a P_{10} suponiendo $R_{y1} = R_x$ para dar más sencillez al cálculo, y teniendo en cuenta un soporte compuesto por dos perfiles.

Trabajo total del soporte

$$T_{\text{trab}} = \frac{(P_1 + P_2) \cdot \omega_x}{S} + \frac{Mf_{P_3} + Mf_{P_4} + Mf_{P_2} + Mf_{P_9} + Mf_{P_{10}}}{R_x}$$

N O T A: Se deberá comprobar también la flecha del soporte para evitar que sea excesiva.

Ejemplo de cálculo de un soporte

Soporte articulado en un extremo y empotrado en el otro. Altura del soporte 8 metros. $P_1 = 1500$ Kg. $P_2 = 5000$ Kg. $P_3 = 1000$ Kg. $P_4 = 3000$ Kg. $P_9 = 500$ Kg. $P_{10} = 300$ Kg. $l_1 = 6$ metros. $l_2 = 2$ metros. $l_3 = 0,35$ metros. Perfiles 2 I. $T_{\text{adm}} = 1200$ kg/cm².

Se irán probando por tanto los diferentes perfiles, hasta llegar al ideal que en este caso son 2 I.PN. 36.

Esfuerzo de compresión

$$\lambda = \frac{L}{\sqrt{2} \cdot i_x} = \frac{800}{1,41 \cdot 14,2} = 40 \quad \omega_x = 1,14$$

$$T_{\text{trab}} = \frac{(1500 + 5000) \cdot 1,14}{194} = 38 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzo de flexión (vuelco)

$$Mf_{P_3} = 1000 \cdot 800 = 800000 \text{ Kg.cm.}; \quad Mf_{P_4} = \frac{3000 \cdot 800}{2} = 1200000 \text{ Kg.cm.}$$

$$Mf_{P_2} = 5000 \cdot 35 = 175000 \text{ Kg.cm.}; \quad Mf_{P_9} = 500 \cdot 600 = 300000 \text{ Kg.cm.};$$

$$Mf_{P_{10}} = 300 \cdot 600 = 180000 \text{ Kg.cm.}$$

$$T_{\text{trab}} = \frac{800000 + 1200000 + 175000 + 300000 + 180000}{2180} = 1217 \text{ Kg/cm}^2.$$

Tensión total de trabajo

$$T_{\text{trab}} = 38 + 1217 = 1255 \text{ Kg/cm}^2. \approx 1200 \text{ Kg/cm}^2.$$

F l e c h a

$$f = \frac{292 \cdot 600^3 + 1000 \cdot 800^3 + 3000 \cdot 400^3 + 500 \cdot 600^3}{3 \cdot 2100000 \cdot 39220} = 3,4 \text{ cm.};$$

$$\frac{800}{250} = 3,2 \text{ cm. luego vale}$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} P_9' = \frac{P_2 \cdot l_3}{l_1} = 292$$

CÁLCULO DE LOS EXTREMOS DE LOS SOPORTES

La parte superior de los soportes, se proyectará con arreglo a las normas de disposición dadas anteriormente. La chapa superior deberá ser en dimensiones y espesor, lo suficientemente grande para poder transmitir el esfuerzo de la carga, a los perfiles centrales. Los remaches o soldadura de unión entre los perfiles centrales y la chapa superior, deberán resistir como mínimo el esfuerzo de la carga del soporte.

Las bases de los soportes se proyectarán con arreglo a las normas de disposición, dadas anteriormente. La chapa de la base y las cartelas deberán ser en dimensiones y en espesor, lo suficientemente grandes para poder transmitir el esfuerzo de la carga, al fundamento de hormigón, así como también para poder resistir el esfuerzo de vuelco, que se anula por medio de los anclajes. Los remaches o soldadura de unión entre los perfiles centrales y la chapa de la base, deberán resistir como mínimo el esfuerzo de la carga del soporte, así como también el esfuerzo de vuelco.

Cálculo de las dimensiones de la placa de la base en soportes con carga centrada (soportes edificios). (Fig. 127)

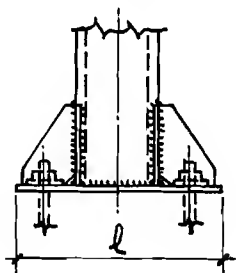
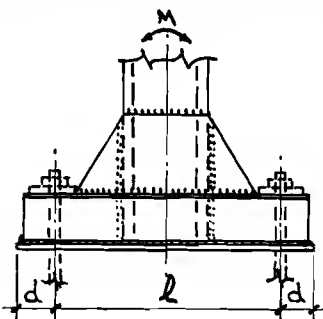


Fig. 127

$$a \cdot l \geq \frac{P}{T_{\text{trab}} \text{ hormg.}}$$

P = carga del soporte en Kg. a = anchura de la base en cm. l en cm.

Cálculo de las dimensiones de la placa de la base en soportes con carga centrada y descentrada. (Fig. 128)



(ver ejemplo anterior página 92).

Esfuerzo de compresión

$$P_1 + P_2 + P_{\text{sop}} = P_c$$

(P_{sop} = Peso del soporte)

Fig. 128

Esfuerzo de flexión (vuelco)

$$(P_3 \cdot L) + \left(\frac{P_4 \cdot L}{2} \right) + (P_2 \cdot l_3) + (P_9 \cdot l_1) = M_f$$

Cálculo de la medida 1

$$1 = \frac{x \cdot P_c}{4 \cdot a} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{8 \cdot a}{x \cdot P_c} \cdot \left(2 \cdot \frac{M_f}{P_c} - d \right)} \right]$$

a = anchura de la base en cm.

Tensión de trabajo
del hormigón

Tensión de trabajo
del anclaje 800 Kg
cm².

Tensión de trabajo
del anclaje 1067
Kg/cm².

25	Kg/cm ² .	x =	0,239	0,281
30	"	x =	0,182	0,210
35	"	x =	0,145	0,166
40	"	x =	0,120	0,136
45	"	x =	0,102	0,115

Ejemplo de cálculo de las dimensiones de la placa de la base en el soporte con carga centrada y descentrada del ejemplo de la página 92.

Peso del soporte 1500 kg. Trabajo del hormigón 30 kg/cm².
Anchura a = 60 cm. Medida d = 8 cm.

Esfuerzo de compresión

$$P_c = 1500 + 5000 + 1500 = 8000 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo de flexión (vuelco)

transversal a la nave

$$M_f = 800000 + 1200000 + 175000 + 300000 = 2475000 \text{ kg. cm.}$$

longitudinal a la nave

$$M_f = 300 \cdot 600 = 180000 \text{ Kg.cm.}$$

Separación entre anclajes

transversal a la nave

$$l_a = \frac{0,182 \cdot 8000}{4 \cdot 60} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 60}{0,182 \cdot 8000} \cdot \left(2 \cdot \frac{2475000}{8000} - 8 \right)} \right] = 90 \text{ cm.}$$

longitudinal a la nave

$$l_b = \frac{0,182 \cdot 8000}{4 \cdot 90} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 90}{0,182 \cdot 8000} \cdot \left(2 \cdot \frac{180000}{8000} - 3 \right)} \right] = 22,4 \text{ cm.}$$

Estas separaciones de anclajes son las mínimas admisibles para el hormigón. Como con ellas hacen falta unos anclajes de mucho diámetro, se pondrá para $l_a = 1400 \text{ mm.}$ y para $l_b = 408 \text{ mm.}$

Cálculo de la sección del acartelamiento de la base en soportes con carga centrada (soportes edificios).

Estos soportes aunque no trabajan a flexión, su acartelamiento está sometido a este esfuerzo debido a la carga vertical. Por lo tanto se calcularán los extremos de las bases, como si fuera una viga

en voladizo con carga uniformemente repartida (ya que se supone indeformable la parte central donde apoya el soporte) Ver figura 129.

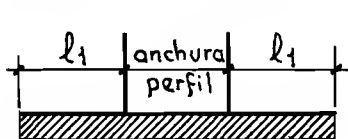


Fig. 129

$$M_f = \frac{T_{\text{trab.hormigón}} \cdot a \cdot l_1^2}{2}$$

$$Q = T_{\text{trab.hormigón}} \cdot a \cdot l_1$$

a = anchura de la base

El momento resistente del acartelamiento en el sitio de unión con el perfil, deberá resistir el momento flector.

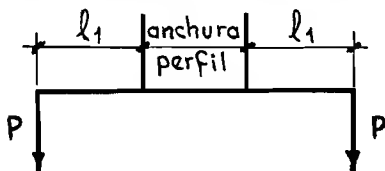
$$T_{\text{trab}} = \frac{M_f}{R} \leq T_{\text{adm}}$$

La tensión cortante será la siguiente:

$$T_{\text{cor}} = \frac{Q}{\text{Sección acartelamiento}} \leq T_{\text{adm cor.}}$$

Cálculo de la sección del acartelamiento de la base en soportes con carga centrada y descentrada.

Para estos soportes se podrá tomar el esfuerzo que tienen que resistir los anclajes, y calcular el acartelamiento como si fuera una viga en voladizo con carga concentrada en el extremo. Ver figura 130.



$$M_f = P \cdot l_1$$

Fig. 130

El momento resistente del acartelamiento en el sitio de unión con el perfil, deberá resistir el momento flector.

$$T_{\text{trab}} = \frac{M_f}{R} \leq T_{\text{adm}}$$

La tensión cortante será la siguiente:

$$T_{\text{cor}} = \frac{P}{\text{Sección acartelamiento}} \leq T_{\text{adm cor}}$$

Ejemplo de cálculo del acartelamiento de la base del soporte del ejemplo de la página 92. $T_{\text{adm}} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$. (Fig. 131 y 132)

Datos conocidos

Anchura perfil = 360 mm.

$P = 17280 \text{ Kg.}$ ver página 98

Anchura de la base = 60 cm.

T_{trab} del hormigón = 30 $\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$.

$l_a = 1400 \text{ mm.}$

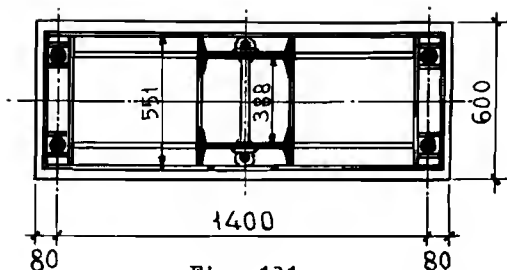


Fig. 131

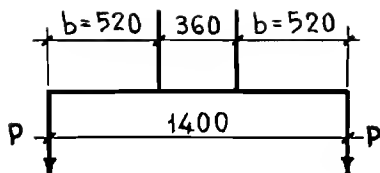


Fig. 132

$$b = \frac{1400 - 360}{2} = 520 \text{ mm.}$$

Momento de flexión

$$M_f = 17280 \cdot 52 = 898560 \text{ Kg.cm.}$$

$$R_x = \frac{898560}{1200} = 748,8 \text{ cm}^3.$$

Considerando la altura de las cartelas en la unión con las I. PN. 36 de 300 mm., podremos poner dos interiores de $1,5 \cdot 30$ cm., y dos exteriores de $1 \cdot 30$ cm., que suman el siguiente momento resistente:

$$\text{Cartelas exteriores} = 2 \cdot \frac{1 \cdot 30^2}{6} = 300 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Cartelas interiores} = 2 \cdot \frac{1,5 \cdot 30^2}{6} = 450 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Total } 300 + 450 = 750 \text{ cm}^3.$$

Dado que los otros dos anclajes van soldados a la cartela de 10 mm. no hará falta calcular otra, pero pondremos una chapa de 20 mm. que transmita el esfuerzo al alma de las vigas.

En todo el cálculo anterior se ha despreciado el espesor de la chapa de la base, que la pondremos de 18 mm.

La tensión cortante en la soldadura de unión con las I. PN. 36 teniendo en cuenta que van soldadas, será la siguiente:

$$T_{\text{cor}} = \frac{17280}{150} = 115 \text{ Kg/cm}^2. < 780 \text{ Kg/cm}^2. \text{ luego vale}$$

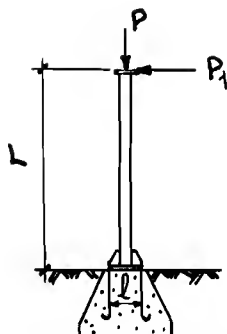
CALCULO DE LOS ANCLAJES EN LOS SOPORTES CON CARGA CENTRADA (SOPORTES DE EDIFICIOS)

Teóricamente estos soportes no necesitan anclaje, ya que no están sometidos a ningún momento de flexión, sin embargo en la práctica se le ponen para sujetarlos al fundamento. Por lo tanto para poder calcularlos, se le pondrá un valor supuesto de una parte de la carga vertical igual a:

$$P_1 = 2\sqrt{P \cdot 10}$$

El esfuerzo a resistir por los dos anclajes de un lado será:

$$P_2 = \frac{2\sqrt{P \cdot 10 \cdot L}}{1}$$



Con este dato se buscarán en la tabla de la página 109 los redondos - que se necesitan.

Fig. 133

CALCULO DE LOS ANCLAJES EN LOS SOPORTES CON CARGA CENTRADA MAS DESCENTRADA.

En estos casos se utilizarán las dos fórmulas siguientes, y - se tomará la que dé el valor mayor para buscar el diámetro de los anclajes, en la tabla de la página 109.

$$P = P_c \cdot \left(y \cdot \frac{\frac{M_f}{P_c} + \frac{1}{2}}{1} - 1 \right) ; \quad P = \frac{\sqrt[2]{P \cdot 10 \cdot L}}{1}$$

P_c = esfuerzo total de compresión (incluido peso del soporte)

M_{flex} = momento de flexión total. l = distancia entre anclajes

Tensión de trabajo
del hormigón

Tensión de trabajo
del anclaje 800 kg
cm2.

Tensión de trabajo
del anclaje 1067
Kg/cm2.

25	Kg/cm2	y =	1,147	1,119
30	"	y =	1,167	1,136
35	"	y =	1,185	1,152
40	"	y =	1,200	1,166
45	"	y =	1,214	1,179

Ejemplo de cálculo de los anclajes del soporte con carga centrada más descentrada del ejemplo de la página 92-94.

D a t o s

$P_c = 8000 \text{ Kg.}$; $M_{f_a} = 2475000 \text{ Kg.cm.}$; $M_{f_{P_{10}}} = 180000 \text{ Kg.cm.}$; $l_a = 1400 \text{ mm.}$; Trabajo del hormigón = $30 \text{ Kg/cm2.} = 1,167$

Para conocer l_b tendremos que calcular primero la separación de las 2 I. PN. 36 que será:

$$2 \cdot \sqrt{\frac{\left[\frac{(800/1,41)^2}{\left(\frac{800/1,41}{14,2} \right)^2 - \left(\frac{80}{2,9} \right)^2} \cdot 2 \cdot 97,1 \right] - 2 \cdot 818}{2 \cdot 97,1}} = 38,8 \text{ cm.}$$

97

luego 38,8 más 2 · 1 de las cartelas tendremos $l_p = 40,8$ cm.

Cálculo de los 4 anclajes

$$P = 8000 \cdot \left(1,167 \cdot \frac{\frac{2475000}{8000} + \frac{140}{2}}{140} - 1\right) = 17280 \text{ Kg.}$$

Que mirando en la tabla de la página 109 nos dará 4 \emptyset de 42 mm.

Cálculo de los 2 anclajes

$$P = 8000 \cdot \left(1,167 \cdot \frac{\frac{180000}{8000} + \frac{40,8}{2}}{40,8} - 1\right) = 1800 \text{ Kg.}$$

Como estos anclajes van soldados tendremos:

$1800 : 850 = 2,11 \text{ cm}^2$; $\emptyset 18 = 2,54 \text{ cm}^2$. por lo tanto pondremos 2 \emptyset 18 mm.

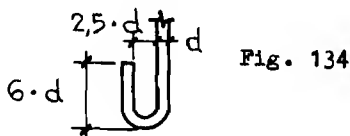
Se ha comprobado con un momento flector de $\sqrt[2]{P \cdot 10}$ y el esfuerzo que sale es menor (teniendo en cuenta que como tiene anclajes en los dos sentidos, es suficiente que en uno de ellos sea mayor).

LONGITUD DE LOS ANCLAJES

La longitud de los anclajes depende del esfuerzo de tracción a que está sometida la barra, y de la superficie de adherencia con el hormigón.

La adherencia de las barras de anclaje con el hormigón, se calcula a razón de 5 Kg. por cm^2 .

La barra se doblará al final, según las normas que se dan a continuación (fig. 134):



La fórmula de cálculo de la longitud de la barra de anclaje es la siguiente:

$$l = \frac{P_t}{n \cdot \pi \cdot d \cdot 5}$$

P_t = Esfuerzo de tracción en Kg. n = número de redondos. d = diámetro del redondo en cm.

Ejemplo de cálculo de la longitud de los anclajes del ejemplo de la página 92-97).

D a t o s

$$P_t = 17280 \text{ Kg.}; \quad n = 2; \quad d = 4,2 \text{ cm.}$$

$$l = \frac{17280}{2 \cdot 3,14 \cdot 4,2 \cdot 5} = 131 \text{ cm.}$$

Téngase en cuenta que toda esta longitud, tiene que estar metida en el hormigón. Haciéndole a la barra el gancho con las normas que se dieron anteriormente, queda una longitud de ≈ 104 cm. de profundidad metida en el fundamento.

CALCULO DE FUNDAMENTOS

Los fundamentos son los que transmiten la carga del soporte, al terreno en que está enclavada la nave o edificio, y también anulan con su peso, el momento de vuelco producido por las cargas descentradas y el viento.

Como carga vertical que apoya sobre el piso, habrá que poner la carga que transmite el soporte, más el peso del fundamento, más el peso de la tierra que está encima de él.

Normalmente las bases de los soportes se suelen dejar a una altura tal, que los acartelamientos estén por debajo de la altura del piso de la nave o edificio.

Para el cálculo del peso propio de los fundamentos, así como de la tierra que se pone encima de ellos, se suelen tomar los datos siguientes:

Peso de un metro cúbico de

hormigón en masa	2,2 toneladas
" armado	2,4 "
tierra	1,6 "

La forma del fundamento es de pirámide troncoada, con base rectangular. La inclinación de la pirámide será $\geq 60^\circ$ (Fig. 135 y 136).

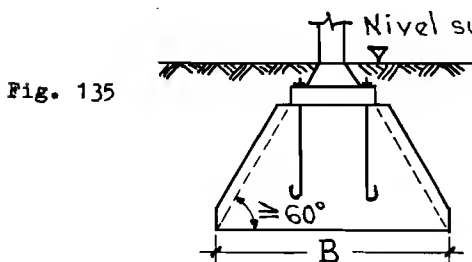


Fig. 135

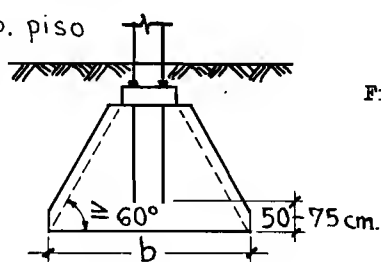


Fig. 136

La parte de abajo del fundamento llegará de 50 a 75 cm. más abajo que el anclaje (en fundamentos medios).

El peso que se puede cargar en el pieo, se hallará ensayando con una superficie, y viendo cuanto resiste antes de hundirse.

Como base de aproximación puede tomarse la tabla 7.

Tabla 7

Tipo de piso	Carga admisible Kg/cm ² .
Rocas	30
Piedra caliza	15
Piedra de arena	10
Grava bien asentada	4
Arena media	3
Arena fina	2
Arcilla dura	2
Arcilla húmeda	0,5

El peso del fundamento deberá ser aproximadamente de 1 a 2 veces el esfuerzo total de tracción de los anclajes.

Cálculo de fundamentos con carga centrada

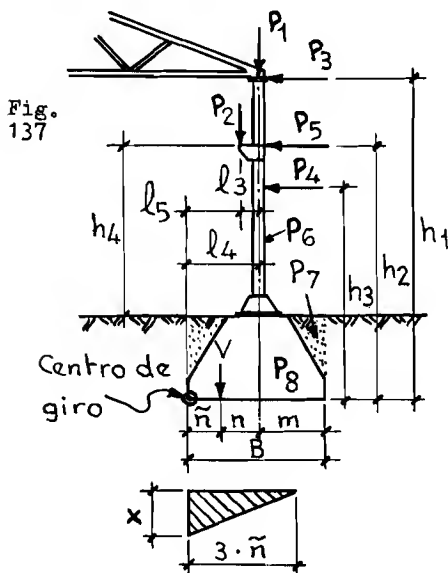
En este caso, el área de la base deberá ser igual, a la carga del soporte (incluido el peso del fundamento), dividida por la carga admisible del piso.

$$B \cdot b = \frac{P}{x}$$

B = lado mayor en cm.; b = lado menor en cm.; P = carga del soporte más el fundamento en Kg.; x = carga admisible según el tipo de piso en Kg/cm².

Cálculo de fundamentos con carga centrada más descentrada

Se tendrán que hacer unos tanteos hasta conseguir el fundamento apropiado, ya que interviene su peso en la fórmula del cálculo (Fig 137).



- P_1 = Peso de la cubierta (sin nieve)
- P_2 = Puente grúa + viga carrilera.
- P_3 = esfuerzo del viento de la cubierta.
- P_4 = esfuerzo total del viento sobre la pared.
- $P_5 = \frac{P_2}{10}$; b = anchura - fundamento
- P_6 = Peso del soporte.
- P_7 = Peso tierra.
- P_8 = Peso del fundamento.
- V = Punto de actuación de todas las cargas verticales desplazadas por el momento de flexión.
- x = carga admisible sobre el - piso en Kg/cm². Se podrá aumentar un 30% más "x", si se pone para P_5 el frenado exacto del puente grúa, y en P_1 la nieve.

$$M_f = P_2 \cdot l_3 + P_3 \cdot h_1 + P_4 \cdot h_3 + P_5 \cdot h_2 ; \quad P_c = P_1 + P_2 + P_6 + P_7 + P_8$$

$$n = \frac{M_f}{P_c}$$

Si la medida "n" es mayor que $\frac{m}{3}$ entonces se usará la siguiente fórmula para el cálculo del fundamento³:

$$\frac{2 \cdot P_c}{3 \cdot \bar{n} \cdot b} \leq x$$

Si la medida "n" es menor que $\frac{m}{3}$ entonces se usará la siguiente fórmula para el cálculo del fundamento³:

$$x \geq \frac{P_c}{B \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot n}{B}\right)$$

Cálculo de la seguridad contra el vuelco del soporte

El momento de las cargas verticales con respecto al centro de giro, dividido por el momento de los esfuerzos horizontales, será - - igual o mayor que 2. La posición más desfavorable para el vuelco es sin la carga del puente grúa, por lo tanto no se pondrá y se despreciará - el peso de la viga carrilera.

$$M_h = P_3 \cdot h_1 + P_4 \cdot h_3$$

$$M_v = P_1 \cdot l_4 + P_6 \cdot l_4 + P_7 \cdot l_4 + P_8 \cdot l_4$$

$$\frac{M_v}{M_h} \geq 2$$

Ejemplo de cálculo del fundamento con carga centrada más descentrada del ejemplo de la pág. 92.

D a t o s

$$P_1 = 1500 \text{ Kg.} \quad P_2 = 5000 \text{ Kg.} \quad P_3 = 1000 \text{ Kg.} \quad P_4 = 3000 \text{ Kg.} \quad P_5 = 500 \text{ kg}$$

$$P_6 = 1500 \text{ Kg.} \quad P_7 = 14900 \text{ Kg.} \quad P_8 = 18900 \text{ Kg.} \quad P_{10} = 300 \text{ Kg.} \quad x = 2 \text{ Kg}$$

$$B = 340 \text{ cm.} \quad b = 280 \text{ cm.} \quad l_4 = 170 \text{ cm.} \quad l_5 = 135 \text{ cm.} \quad l_3 = 35 \text{ cm.} \quad h_1 =$$

$$970 \text{ cm.} \quad h_2 = 770 \text{ cm.} \quad h_3 = 570 \text{ cm.} \quad h_4 = 600 \text{ cm.}$$

$$M_f = 5000 \cdot 35 + 1000 \cdot 970 + 3000 \cdot 570 + 500 \cdot 770 = 3240000 \text{ Kg.cm.}$$

$$P_c = 1500 + 5000 + 1500 + 14900 + 18900 = 41800 \text{ Kg.}$$

$$n = \frac{3240000}{41800} = 77,5 \text{ cm.} \quad \bar{n} = 170 - 78 = 92 \text{ cm.}$$

$$170 : 3 = 56,6 \text{ cm. luego } n > \frac{m}{3}$$

$$x = \frac{2 \cdot 41800}{3 \cdot 92 \cdot 280} = 1,08 \text{ Kg/cm}^2. \text{ luego vale.}$$

Seguridad contra el vuelco

Transversal a la nave

$$M_h = 1000 \cdot 970 + 3000 \cdot 570 = 2680000 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_v = 1500 \cdot 170 + 1500 \cdot 170 + 14900 \cdot 170 + 18900 \cdot 170 = 6256000 \text{ Kgcm.}$$

$$\frac{6256000}{2680000} = 2,3 \text{ luego vale}$$

Longitudinal a la nave

$$M_h \approx 300 \cdot 970 = 291000 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_v = 1500 \cdot 140 + 1500 \cdot 140 + 14900 \cdot 140 + 18900 \cdot 140 = 5152000 \text{ Kg.cm.}$$

$$\frac{5152000}{291000} = 17 \text{ luego vale}$$

DOSIFICACION DEL HORMIGON PARA LOS CIMIENTOS

Según la cantidad de cemento, grava, arena y agua que intervienen en la mezcla del hormigón, así será su resistencia después del fraguado. En los soportes muy cargados, se tomará para el fundamento un hormigón de alta resistencia, en cambio para los poco cargados se tomará otro de menor dosificación de cemento. La tabla 8 da las dosificaciones necesarias para obtener un m3 de hormigón.

Tabla 8

Dosificación	Cemento Kg.	Arena l.	Grava l.	Agua l.	Tensión admisible a- proximada. Kg/cm2.
4 : 5 : 10	415	385	770	160	50
2 : 3 : 6	358	400	800	160	45
4 : 7 : 14	310	405	810	158	40
4 : 9 : 18	250	420	840	158	35
4 : 11 : 29	210	425	850	156	30
1 : 4 : 8	150	440	880	156	25

La dosificación que se escoge normalmente para los cimientos, es la de 210 Kg. de cemento por m3. Si se coge una dosificación alta en cemento la obra se encarece mucho.

SOPORTES DE CELOSIA

En muchas ocasiones es necesario el proyectar soportes de celosía, para obtener una economía en el peso (naves con puente grúa, soportes sometidos a flexión, etc). Estos soportes se calcularán haciendo un CREMONA, del cual se sacará el esfuerzo correspondiente de cada barra. En el apartado donde se habló de vigas de celosía página 71 se explica la forma de hacer el diagrama, por lo tanto aquí solo se dibujará, sin dar la explicación de la forma de hacerlo.

A continuación se calcularán dos ejemplos de los más corrientes. Para los esfuerzos del viento ver la página 223.

Primer ejemplo

Nave con puente grúa según el dibujo siguiente (fig. 138):

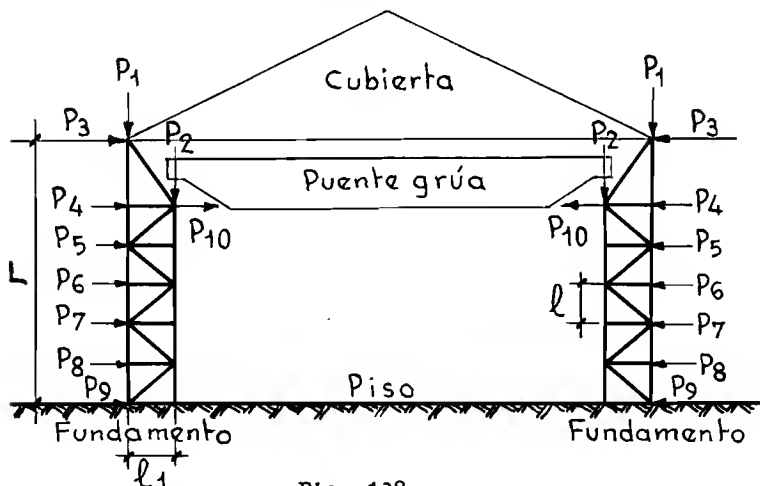


Fig. 138

La fuerza del viento P_3 corresponde a la cubierta. Las fuerzas P_4 , P_5 , P_6 , P_7 , P_8 y P_9 son las originadas por el viento en la pared o muro lateral de la nave. La fuerza P_{10} es la originada por el frenado de la carga del puente grúa.

Datos

$P_1 = 7000 \text{ Kg.}$ $P_2 = 10000 \text{ Kg.}$ $P_3 = 4600 + 800 = 5400 \text{ Kg.}$ $P_4 = 1300 \text{ Kg.}$
 $P_5 = P_6 = P_7 = P_8 = 1000 \text{ Kg.}$ $P_9 = 500 \text{ Kg.}$ $P_{10} = 1000 \text{ Kg.}$ $L = 1000$
 cm. $l_1 = 180 \text{ cm.}$ $l = 150 \text{ cm.}$ (Fig. 139 y 140). $T_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$.

$$A_v = \frac{P_3 \cdot L}{l_1} + \frac{P_4 \cdot L_1}{l_1} + \frac{P_5 \cdot L_2}{l_1} + \frac{P_6 \cdot L_3}{l_1} + \frac{P_7 \cdot L_4}{l_1} + \frac{P_8 \cdot L_5}{l_1} - P_1$$

$$A_v = \frac{5400 \cdot 1000}{180} + \frac{1300 \cdot 750}{180} + \frac{1000 \cdot 1500}{180} - 7000 = 36749 \text{ Kg.}$$

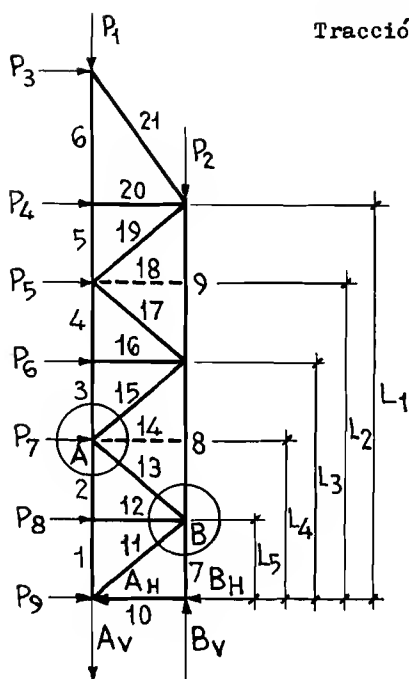
$$B_v = A_v + P_1 + P_2 = 36749 + 7000 + 10000 = 53749 \text{ Kg.}$$

$$AH = BH = \frac{P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9}{2} = \frac{11200}{2} = 5600 \text{ Kg.}$$

La barras 14 y 18 no salen en el diagrama, porque no trabajan. De todas formas para obtener menor longitud de pandeo en la barra 8 y 9 se le pondrán el mismo perfil que a las barras 12 y 16.

Cuando no hay viento, las barras 1, 2, 3, 4, 5 y 6 trabajan a 7000 Kg. de compresión por la fuerza P_1 .

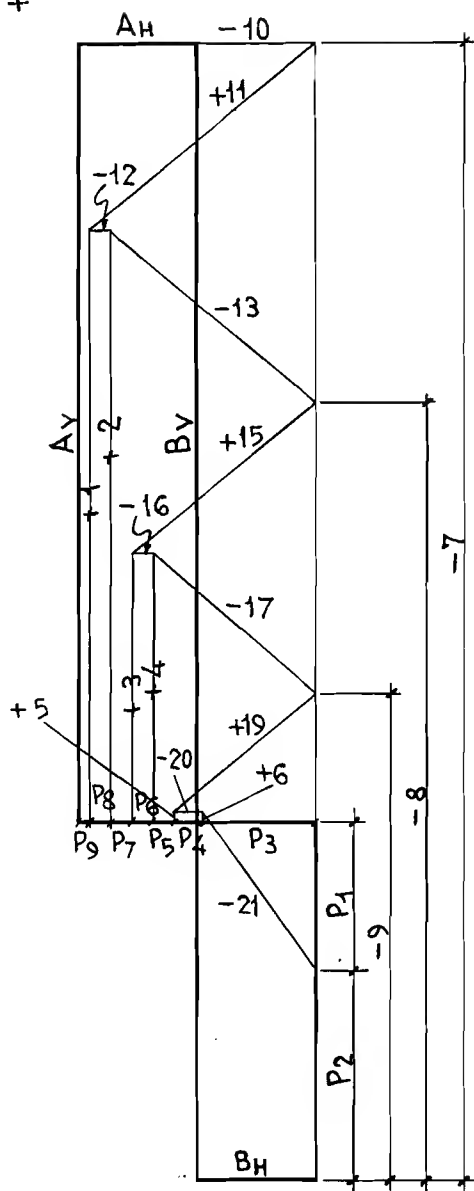
Fig. 139



Compresión -
Tracción +

Fig. 140

1 mm = 250 Kg.



Ahora habrá que hacer con la fuerza P_{10} el diagrama, para ver lo que trabajan las barras (Figs. 141 y 142).

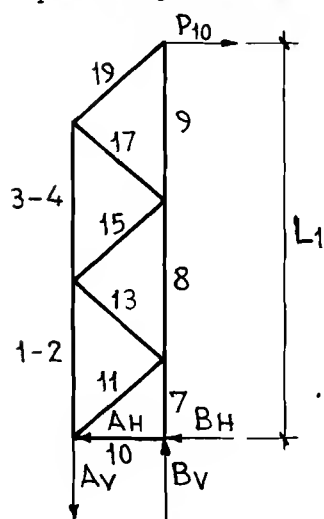


Fig. 141

Compresión -
Tracción +

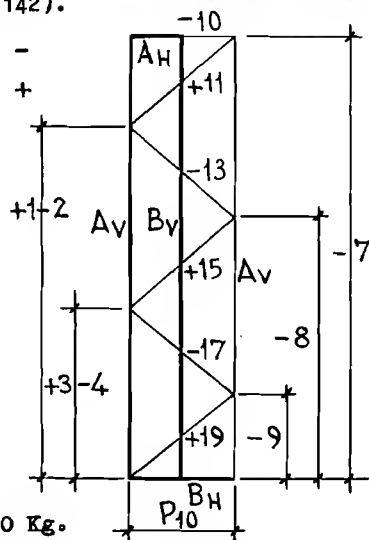


Fig. 142

1 mm = 50 Kg.

$$B_V = A_V = \frac{P_{10} \cdot L_1}{l_1} = \frac{1000 \cdot 750}{180} = 4166 \text{ Kg.}$$

$$A_H = B_H = \frac{P_{10}}{2} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ Kg.}$$

Con todos estos datos se procederá a hacer un cuadro con los números de las barras, la longitud y los esfuerzos a que están sometidas. Luego se calculará el perfil de cada barra, teniendo en cuenta en las 1, 2, 3, 4, 5, y 6 que trabajan a compresión y tracción, que se escogerá el perfil mayor. Las barras 1, 2, 3, 4 y 5 serán iguales que la 6 por razones constructivas. Ver cuadro 3.

Cuadro 3

Barra Nº	Luz m.	Tensión	Esfuerzo Kg.	2 angulares de
1	1,5	Tracción Compresión	28000 + 3300 7000	Como nº 6
2	1,5	Tracción Compresión	28000 + 3300 7000	" "
3	1,5	Tracción Compresión	12700 + 1600 7000	" "
4	1,5	Tracción Compresión	12700 + 1600 7000	" "
5	1,5	Tracción Compresión	500 7000	" "

Cuadro 3

Barra Nº	Luz m.	Tensión	Esfuerzo Kg.	2 angula- res de
6	2,5	Tracción Compresión	500 7000	80·80·10
7	1,5	Compresión	53750 + 4166	130·130·14
8	1,5	Compresión	36800 + 2480	"
9	1,5	Compresión	23100 + 800	"
10	1,8	Compresión	5600 + 500	65·65·9
11	2,3	Tracción	13800 + 1300	50·50·7
12	1,8	Compresión	1000	40·40·6
13	2,3	Compresión	12700 + 1300	90·90·11
14	1,8			Como nº 12
15	2,3	Tracción	11200 + 1300	50·50·7
16	1,8	Compresión	1000	40·40·6
17	2,3	Compresión	10200 + 1300	90·90·9
18	1,8			Como nº 12
19	2,3	Tracción	8700 + 1300	45·45·5
20	1,8	Compresión	1300	45·45·5
21	3,1	Compresión	9400	100·100·10

Lo mismo ocurre con las 7, 8 y 9. Se pondrán dos perfiles para los diferentes esfuerzos (ver tablas de las páginas 209 a 211), pero sin unión entre ellos por presillas, ya que longitudinal a la nave hay otra fuerza P_{11} del frenado del puente, y por lo tanto habrá que poner celosía también en el soporte, en el otro sentido.

Como la fuerza P_{11} tiene su punto de aplicación sobre un lado del soporte (barras 7-8-9), tendremos que conseguir que este lado anule dicha fuerza (Fig. 143 y 144).

$$P_{11} = 1300 \text{ Kg.} \quad l_2 = 60 \text{ cm.}$$

$$B_V = A_V = \frac{P_{11} \cdot L_1}{l_2} = \frac{1300 \cdot 750}{60} = 16250 \text{ Kg.}$$

$$AH = BH = \frac{P_{11}}{2} = \frac{1300}{2} = 650 \text{ Kg.}$$

$$\underline{\text{barra 2'}} = 16250 - 1050 = 15200 \text{ Kg.}$$

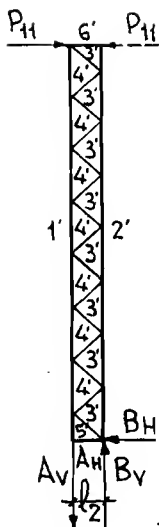


Fig. 143

1 mm = 50 Kg.

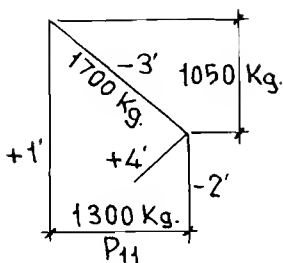


Fig. 144

La fuerza de frenado lo mismo puede ir en un sentido que en el otro según frene la grúa (esfuerzos alternativos ver página 263), por lo tanto se tomarán los esfuerzos de compresión que son los más desfavorables. Las barras 1' ó 2' trabajarán a 16250 Kg., las 3' y 4' a 1700 Kg., la 6' a 1300 Kg. y la 5' a 650 Kg.

Ahora se sumará el esfuerzo de las barras 1' con las de la 7 del diagrama anterior, y, se hallará el nuevo perfil.

$$\frac{53750 + 4166}{2} + 15200 + 0,2 \cdot 16250 = 47408 \text{ Kg. que nos dará un perfil trabajando a compresión de 1 angular de } 150 \cdot 150 \cdot 18.$$

Los perfiles de las restantes barras serán los siguientes:

Barra 3' y 4' =	1700 · 1,1 =	1870 Kg. =	┘ 35·35·6
" 6' =	1300 · 1,1 =	1430 " =	┘ 35·35·4
" 5' =	650 · 1,1 =	715 " =	┘ 35·35·4

En la otra cara del soporte, se pondrán también las barras 3' 4', 5' y 6', pero los angulares de 80·80·10 no se modificarán, ya que como digimos anteriormente, absorbíamos todo el esfuerzo P_{11} con las barras 7-8-9.

La cimentación se calculará con las normas dadas anteriormente, pero habrá que tener en cuenta el vuelco en el sentido de la fuerza P_{11} .

Por medio de los capítulos V y VI se calcularán las uniones de los perfiles.

A continuación se representan dos nudos diferentes, para que se vea la forma en que van los perfiles entre sí (Figs. 145 y 146).

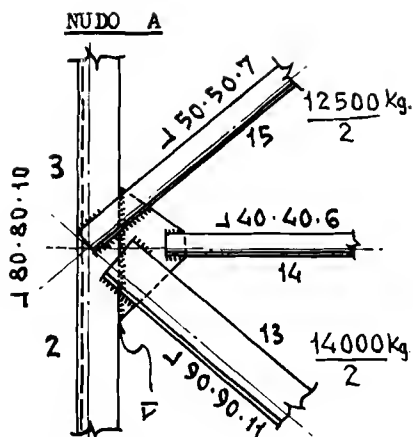


Fig. 145

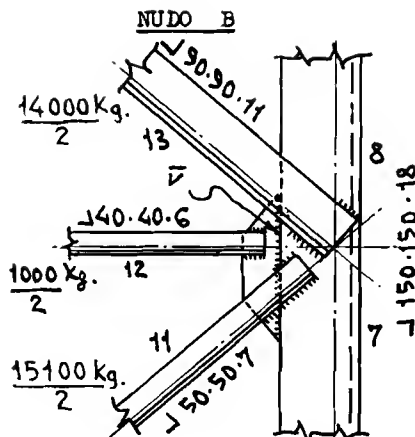


Fig. 146

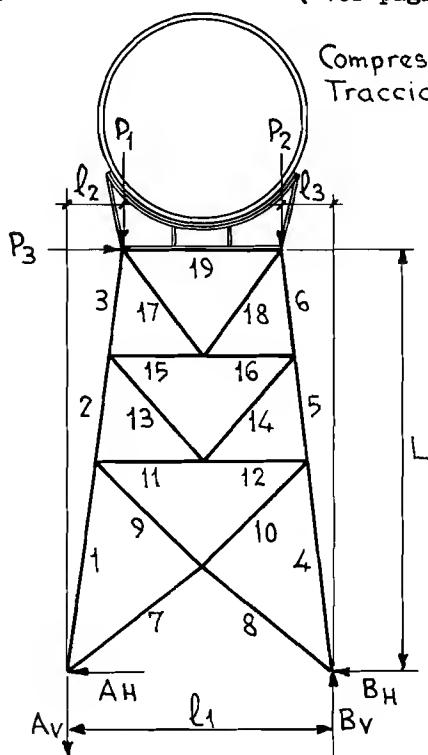
Segundo ejemplo

Soporte de tubería según el esquema. La fuerza P_3 es la originada por el viento. $P_3 = 15000$ Kg. $P_1 = P_2 = 10000$ Kg. $L = 800$ cm. $l_1 = 500$ cm. $l_2 = l_3 = 100$ cm.

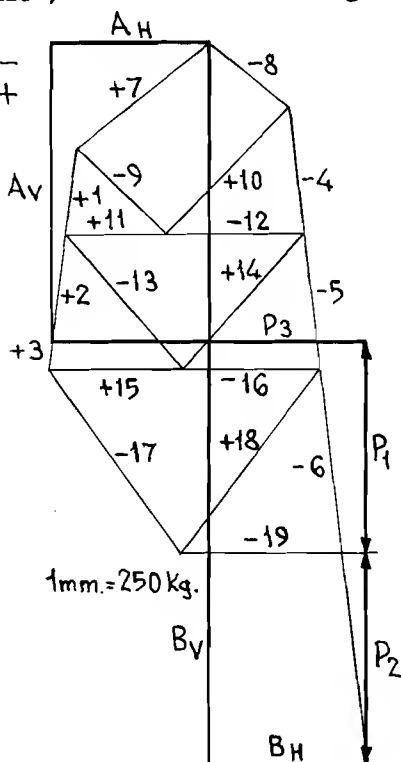
Fig. 147

(ver pagina 126)

Fig. 148



Compresion -
Traccion +



$$A_v = \frac{P_3 \cdot L - P_1 \cdot (l_1 - l_2) - P_2 \cdot l_3}{l_1} = 14000 \text{ Kg.}$$

$$B_v = \frac{P_3 \cdot L + P_1 \cdot l_2 + P_2 \cdot (l_1 - l_3)}{l_1} = 34000 \text{ Kg.}$$

$$AH = BH = \frac{P_3}{2} = 7500 \text{ Kg.}$$

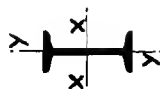
Como el viento puede venir en el otro sentido, se tomarán siempre las barras simétricas que salgan con el perfil mayor. El cálculo de las barras, se hará de manera semejante al ejemplo anterior.

RESISTENCIA A TRACCION DE LOS ANCLAJES

Diámetro del redondo para tornillo M	Diámetro de la espiga mm.	Sección de la espiga cm2.	Resistencia de 1 anclaje. Kg.	Resistencia de 2 anclajes. Kg.
8	6,37	0,31	263	526
10	8,05	0,50	425	850
12	9,72	0,74	629	1258
16	13,4	1,41	1198	2396
20	16,7	2,20	1870	3740
22	18,7	2,76	2346	4692
24	20,1	3,17	2694	5388
27	23,1	4,19	3561	7122
30	25,4	5,09	4326	8652
33	28,4	6,36	5406	10812
36	30,8	7,45	6332	12664
39	33,8	8,97	7624	15248
42	36,1	10,2	8670	17340
45	39,1	12,0	10200	20400
48	41,5	13,5	11475	22950
52	45,5	16,2	13770	27540

Tensión de trabajo 850 Kg/cm2.

RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA I NORMAL
(extremos articulados)



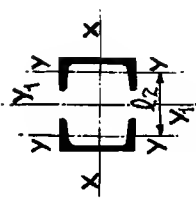
$$\sigma_{trab} = 1200 \text{ Kg/cm}^2.$$

I P.N	S cm ²	R _y cm	i _y cm	Longitud libre de pandeo L en metros																								Carga máxima en toneladas
				150	160	170	180	190	200	220	240	250	260	280	300	325	350	375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	
14	183	107	140	107	994	892	780	703	636	527	444	406	376	325	283	241	208											
16	228	148	155	148	139	129	121	107	977	802	673	625	573	494	430	367	317	277										
18	279	198	171	199	187	178	167	157	145	119	101	925	857	737	647	548	471	412										
20	335	260	187	259	245	232	221	207	196	171	145	133	123	105	934	787	680	590										
22	396	331	202	325	310	295	281	266	252	227	199	182	169	146	127	109	942	813										
24	461	417	220	398	381	368	350	337	320	292	265	250	236	203	177	149	129	113										
26	534	510	232	475	457	442	422	406	391	356	326	309	297	260	228	194	166	145										
28	611	612	245	559	543	523	505	482	463	428	394	378	363	332	292	245	213	186										
30	691	722	256	643	626	609	588	568	545	506	466	446	428	397	359	305	261	231										
32	778	847	267	714	718	697	681	657	631	591	545	524	507	467	432	372	322	282										
34	868	984	280	840	820	795	777	749	734	681	635	616	592	549	508	459	394	344										
36	971	114	290	950	933	900	882	857	832	782	733	710	682	633	595	539	471	415										
38	107	131	302	106	104	102	985	968	943	882	838	807	783	730	683	620	566	493										
40	118	149	313	119	115	114	110	108	105	100	943	917	891	838	778	714	656	583										
42	132	176	330	135	132	128	126	123	120	115	108	106	103	977	917	852	784	716										
44	147	203	343	151	148	145	143	141	138	132	125	121	118	111	106	977	908	845										
46	163	235	360	169	167	164	162	159	155	149	143	139	135	128	123	114	106	985										
48	180	268	372	189	186	183	181	177	174	167	160	157	153	145	138	130	121	112										
50																												

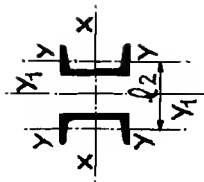
A diagram of a horizontal bar with a central vertical line. Four points are marked on the bar: 'x' at the top left, 'y' at the bottom left, 'x' at the top right, and 'y' at the bottom right.

$$T_{trab} = 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$

I	S	R _y	I _y	Longitud libre de pandeo L en metros																Carga máxima en toneladas								
				150	160	170	180	190	200	220	240	250	260	280	300	325	350	375	400		425	450	475	500	550	600	650	700
14	183	107	140	125	116	104	912	821	743	616	519	474	439	380	331	282	243											
16	228	148	155	173	163	151	141	125	114	936	786	729	669	577	502	428	370	323										
18	279	198	171	232	219	208	195	183	169	139	118	108	100	860	756	640	550	482	422	373								
20	335	260	187	303	286	271	258	242	229	200	169	155	144	123	109	918	794	688	607	539	478							
22	396	331	202	380	362	344	328	311	295	265	232	213	197	170	148	127	110	949	837	744	660	594	534					
24	461	417	220	464	445	430	408	394	373	340	309	292	275	237	207	174	151	132	115	103	909	819	742					
26	534	510	232	554	534	516	492	473	456	415	381	361	346	303	266	226	194	169	150	132	118	105	949	788				
28	611	612	245	653	634	611	590	563	541	500	460	441	423	387	341	286	248	217	191	169	150	134	122	101	844			
30	691	722	256	730	730	711	686	663	636	590	543	520	499	463	419	356	305	269	235	208	185	166	151	124	105			
32	778	847	267	864	838	813	795	767	736	689	637	612	592	545	504	434	376	329	287	255	226	204	184	152	127	109		
34	868	984	280	960	957	928	907	874	856	794	741	719	690	640	593	535	460	401	352	312	277	249	225	187	157	134	115	
36	971	114	290	111	109	105	103	100	971	915	855	829	795	739	694	629	550	484	422	372	335	299	272	223	188	160	139	
38	107	131	302	124	122	119	115	113	110	103	979	942	913	851	797	724	660	576	510	446	399	360	322	268	224	192	165	
40	118	149	313	139	135	133	129	126	123	117	110	107	104	978	908	834	765	680	596	529	472	424	382	316	265	226	195	
42	132	176	330	158	155	150	148	144	141	135	127	124	121	114	107	994	915	836	748	658	592	528	474	392	331	282	243	
44	147	203	343	177	173	170	167	165	161	154	146	142	138	130	124	114	106	985	891	792	710	639	572	476	398	337	293	
46	163	235	360	198	195	192	189	186	181	174	167	163	158	150	144	133	124	115	107	971	864	776	700	578	485	413	359	
50	180	268	372	221	217	214	212	207	203	195	187	184	179	170	162	152	142	131	122	114	102	91	832	681	575	487	422	



RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA
POR DOS U
(extremos articulados)



$$T_{\text{trab}} = 1200 \text{ Kg/cm}^2.$$

[] []	S cm ²	R _x cm	I _x cm	I _y cm	l ₁ ≤ l ₀ y cm	Longitud libre de pandeo L en metros															Carga máxima en toneladas											
						250	260	270	280	290	300	325	350	375	400	425	450	475	500	525	550	575	600	625	650	675	700	750	800			
8	22	53	310	133	665	169	164	159	154	148	143	132	121	107	94	8,3	7,4	6,7	6,0	5,5	5,0	4,5	4,1	3,8	3,5	3,3	3,1	2,7				
10	27	824	391	147	735	242	238	232	224	222	216	204	189	178	167	155	146	131	116	107	9,6	8,9	8,2	7,4	6,9	6,4	6,0	5,2	4,5			
12	34	121	462	159	795	329	324	319	311	307	302	290	273	261	246	235	222	208	197	184	170	157	143	132	122	113	104	9,2	8,0			
14	408	173	545	175	875	415	411	404	401	398	392	376	365	350	338	322	308	295	281	269	255	242	232	219	205	188	178	152	134			
16	48	232	621	189	945	505	500	496	492	484	484	468	457	443	430	414	400	387	369	356	341	327	313	300	288	276	264	233	205			
18	56	300	695	202	101	605	600	595	590	585	580	565	556	542	524	513	498	483	466	451	438	423	410	393	377	364	350	325	302			
20	644	382	770	214	107	709	703	695	695	684	684	672	661	644	628	618	603	585	573	556	544	522	508	496	480	460	446	420	390			
22	748	490	848	230	115	831	823	823	815	815	808	794	787	774	754	741	729	712	696	680	665	645	631	615	598	579	565	534	504			
25/8	85	604	940	236	118	954	954	945	945	935	935	920	91	895	880	872	857	836	830	81	79	78	761	745	730	708	69	659	63			
25/10	107	828	980	286	143	121	120	120	119	119	118	117	116	113	112	110	109	107	105	103	102	995	98	96	938	918	892	856	814			
30	121	974	109	239	119	138	138	137	137	135	135	134	133	132	129	128	127	125	123	122	120	118	116	114	112	110	108	103	100			

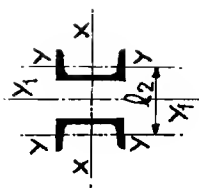
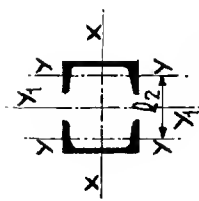
Para la separación l₂ consultar con su apartado en el capítulo

RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA

POR DOS U

(extremos articulados)

$$\tau_{trab} = 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$



[] []	S cm ²	R _x cm ³	i _x cm	i _y cm	l ₁ ² 50-ty cm	Longitud libre de pandeo L en metros																Carga máxima en toneladas															
						250	260	270	280	290	300	325	350	375	400	425	450	475	500	525	550	575	600	625	650	675	700	750	800								
8	22	53	310	133	665	197	191	186	180	173	167	154	141	125	110	9,7	8,7	7,8	7,0	6,4	5,8	5,3	4,8	4,4	4,1	3,8	3,6	3,1									
10	27	824	391	147	735	282	278	270	262	259	252	238	221	208	195	181	170	153	136	125	112	104	9,6	8,7	8,1	7,5	7,0	6,1	5,3								
12	34	121	462	159	795	384	378	372	363	358	353	338	319	305	287	274	259	243	230	215	199	183	167	154	142	132	122	107	9,4								
14	408	173	545	175	875	484	480	472	468	464	457	439	426	408	394	376	359	344	328	314	297	283	271	256	239	220	206	177	156								
16	48	232	621	189	945	589	584	579	574	565	565	546	533	517	501	483	467	451	431	415	398	382	365	350	336	322	308	272	239								
18	56	300	695	202	101	706	700	694	688	682	676	659	648	632	612	598	581	564	544	526	512	493	478	458	440	425	408	379	352								
20	644	382	770	214	107	827	820	812	812	798	798	784	771	751	733	721	704	683	668	649	635	609	593	578	560	537	521	490	455								
22	748	490	848	230	115	970	961	961	952	952	943	927	919	903	880	865	851	831	812	793	776	753	737	717	698	675	659	623	588								
25/8	85	604	940	236	118	111	111	110	110	109	109	107	106	104	102	101	100	975	967	945	922	908	888	869	85	826	804	768	735								
25/10	107	828	980	286	143	141	140	140	139	139	137	136	135	132	131	129	127	125	123	121	119	116	114	112	109	107	104	100	95								
30	121	974	109	239	119	161	161	160	160	158	158	157	155	154	151	150	148	146	143	142	140	137	135	133	130	128	126	121	117								

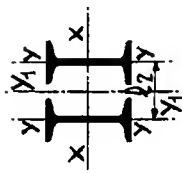
Para la separación l₂ consultar con su apartado en el capítulo

RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA POR

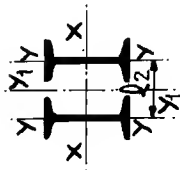
DOS I NORMALES (extremos articulados)

Para la separación l_2 consultar con su apartado en el capítulo

$$T_{trab} = 1200 \text{ Kg/cm}^2.$$



II	S	R _x	I _x	I _y	l ₁ ≤ 50 I _y	Longitud libre de pandeo L en metros																Carga máxima en toneladas											
						250	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	525	550	575	600	625	650	675	700	725	750	775	800					
14	366	164	561	140	70	376	366	357	343	333	321	310	295	284	271	260	247	236	226	214	205	194	181	166	156	145	136	128					
16	456	234	640	155	775	484	472	460	448	438	424	411	402	388	374	360	346	334	320	308	294	282	274	261	251	237	221	208					
18	558	322	720	171	855	603	592	582	573	557	545	532	520	507	492	478	462	449	432	421	404	392	376	364	349	339	323	313					
20	670	428	800	187	935	738	731	711	706	693	676	664	654	638	633	604	592	574	558	543	528	515	500	478	465	451	437	423					
22	792	556	880	202	101	891	874	865	848	834	819	813	798	779	766	748	732	720	703	684	669	650	633	613	601	586	566	549					
24	922	708	959	220	110	104	102	101	100	994	977	960	951	925	917	900	883	874	851	832	819	796	784	763	742	727	708	695					
26	107	884	104	232	116	121	120	118	117	116	115	113	112	110	108	108	106	104	102	100	985	968	951	934	908	891	865	854					
28	122	1080	111	245	122	139	138	137	135	134	133	132	129	128	126	125	123	120	119	118	116	114	112	110	108	106	103	102					
30	138	1310	119	256	128	159	157	157	155	153	152	151	149	146	145	144	143	140	139	137	134	132	130	128	126	124	122	120					
32	156	1560	127	267	133	179	179	177	176	175	173	171	169	168	166	165	163	161	159	157	156	153	151	149	147	145	142	140					
34	174	1850	135	280	140	208	200	200	198	196	194	193	191	189	187	186	184	182	180	180	176	175	172	169	168	165	163	161					
36	194	2180	142	290	145	233	224	222	219	219	219	218	216	213	212	210	208	206	204	202	200	197	195	194	191	189	187	185					
38	214	2520	150	302	151	257	257	247	247	244	242	240	240	237	236	233	231	229	227	225	223	221	219	216	212	209	209	209					
40	236	2920	157	313	156	283	283	283	272	272	270	267	265	262	262	260	257	255	253	250	248	244	242	240	238	236	232	232					
42	264	3480	167	330	165	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317	317					
45	294	4080	177	343	171	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353	353					
47	326	4760	186	360	180	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391	391					
50	360	5500	196	372	186	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432	432					



RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA POR DOS

I NORMALES (extremos articulados)

Para la separación l_2 consultar con su apartado en el capítulo

$$T_{\text{trab}} = 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$

II	S	R _x	i _x	i _y	l ₁ ≤ 50·i _y	Longitud libre de pandeo L en metros																Carga máxima en toneladas						
						L en metros																						
						250	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	525	550	575	600	625		650	675	700	725	750	775
14	366	164	561	140	70	438	427	417	400	388	374	361	344	331	316	303	288	275	264	250	239	226	211	194	182	169	159	149
16	456	234	640	155	775	565	550	536	523	511	495	480	469	453	437	420	404	389	373	359	343	329	319	305	293	276	258	242
18	558	322	720	171	855	704	691	679	668	651	635	620	606	592	574	558	539	524	504	491	471	457	439	425	407	395	377	365
20	670	428	800	187	935	861	853	830	823	809	788	775	763	744	727	705	690	671	654	634	617	601	583	568	542	527	510	494
22	792	556	880	202	101	104	102	101	990	973	956	948	932	909	894	873	853	840	821	798	781	759	739	715	702	684	660	641
24	922	708	959	220	110	122	120	118	117	116	114	112	111	108	107	105	103	102	993	971	956	929	915	890	866	849	827	812
26	107	884	104	232	116	142	141	138	137	136	135	132	131	129	127	126	124	122	120	117	115	113	111	109	106	104	101	997
28	122	1080	111	245	122	163	161	160	158	157	156	154	151	150	147	146	144	141	139	138	136	133	131	129	127	123	121	119
30	138	1310	119	256	128	186	184	183	181	179	178	176	174	171	170	168	167	164	163	160	157	155	152	150	148	145	143	141
32	156	1560	127	267	133	209	209	207	206	204	202	200	198	196	194	193	191	188	186	183	182	179	177	174	172	169	166	164
34	174	1850	135	280	140	243	234	234	231	229	227	225	223	221	219	217	215	213	210	208	204	201	198	196	193	191	188	
36	194	2180	142	290	145	272	272	261	259	256	254	252	249	247	245	243	241	238	236	234	230	228	227	223	221	218	216	
38	214	2520	150	302	151	300	300	288	288	285	283	280	280	277	275	272	270	267	265	263	261	258	256	252	252	248	244	
40	236	2920	157	313	156	330	330	330	330	318	315	312	309	306	306	303	300	298	295	292	290	290	285	282	280	278	275	
42	264	3480	167	330	165	370	370	370	370	355	352	349	345	345	342	339	336	333	330	327	324	321	319	319	316	313	311	
45	294	4080	177	343	171	412	412	412	412	396	396	392	388	385	385	385	381	378	378	374	371	367	364	361	361	358	355	352
47	326	4760	186	360	180	456	456	456	456	439	439	435	435	435	431	427	427	423	419	419	415	411	411	411	404	400	397	393
50	360	5500	196	372	186	504	504	504	504	504	504	485	485	480	480	475	471	471	467	467	462	458	458	454	450	446	442	442

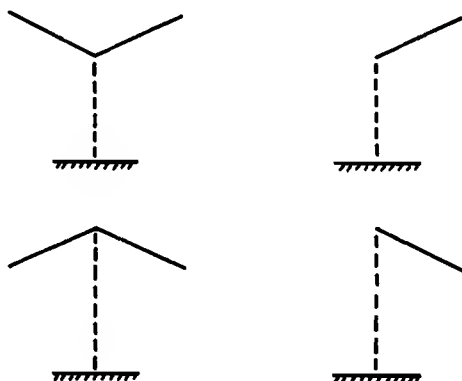
4 VOLADIZOS TUBERIAS

V O L A D I Z O S

Esta clase de estructuras sirven para cubrir unas zonas, principalmente en andenes, esperas de autobuses y tranvías, etc.

Hay dos tipos principales de ellos; con un solo brazo y con dos. La inclinación del voladizo puede estar hacia arriba o hacia abajo (Fig. 149).

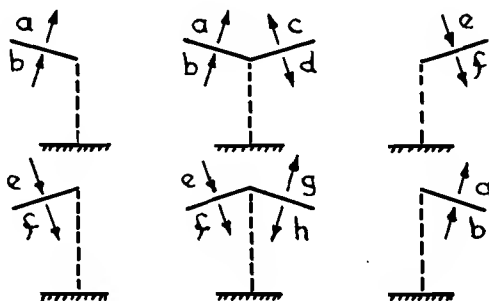
Fig. 149



El cálculo de estas estructuras es el de una viga en voladizo con soporte.

La presión del viento que tienen que soportar, se obtendrá de la tabla 9 que está referida a las posiciones de la figura 150.

Fig. 150 Dirección
del viento →



Con una inclinación de 30° sobre la horizontal, la presión del viento será como marcan las flechas de la figura 150. Cambiando la inclinación hasta 10° el viento vá modificando también su sentido de actuación en las fuerzas a, b, c, e, f y h. En las d y g no se modifica.

El valor de la presión del viento por m^2 , en voladizos de una altura no superior a 8 metros será el siguiente:

50 . y

El valor "y" se obtendrá de la tabla 9 según el ángulo correspondiente. Los valores intermedios se interpolarán linealmente.

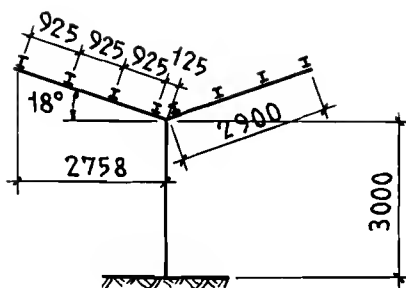
Fuerza a			Fuerza f			Fuerza h					
∞°	y	presión	∞°	y	presión	∞°	y	presión			
10	0,3	hacia abajo ↓	10	0,3	hacia arriba ↑	10	0,3	hacia arriba ↑			
11,1	0,2		11,1	0,2		11,3	0,2				
12,3	0,1		12,3	0,1		12,6	0,1				
13,5	0		13,5	0		13,9	0				
14,7	0,1		14,7	0,1		15,3	0,1				
15,8	0,2		15,8	0,2		16,6	0,2				
17,0	0,3		17,0	0,3		17,9	0,3				
18,2	0,4		18,2	0,4		19,3	0,4				
19,4	0,5		19,4	0,5		20,6	0,5				
20,5	0,6		20,5	0,6		21,9	0,6				
21,7	0,7	hacia arriba ↑	21,7	0,7	hacia abajo ↓	23,3	0,7	hacia abajo ↓			
22,9	0,8		22,9	0,8		24,6	0,8				
24,1	0,9		24,1	0,9		25,9	0,9				
25,2	1,0		25,2	1,0		27,3	1,0				
26,4	1,1		26,4	1,1		28,6	1,1				
27,6	1,2		27,6	1,2		30	1,2				
28,8	1,3		28,8	1,3		TABLA 9					
30	1,4		30	1,4							
Fuerza c			Fuerza b			Fuerza e					
∞°	y	presión	∞°	y	presión	∞°	y	presión			
10	0,2	hacia abajo ↓	10	0,4	hacia arriba ↑	10	0,4	hacia arriba ↑			
11,4	0,1		13,3	0,3		13,3	0,3				
12,8	0		16,6	0,2		16,6	0,2				
14,2	0,1		20,0	0,1		20,0	0,1				
15,7	0,2		23,3	0		23,3	0				
17,1	0,3		26,6	0,1		26,6	0,1				
18,5	0,4		30	0,2		30	0,2				
19,9	0,5		Fuerza g			Fuerza d					
21,4	0,6		∞°	y		presión	∞°		y	presión	
22,8	0,7		hacia arriba ↑	10		0,4	hacia abajo ↓		10	0,5	hacia abajo ↓
24,2	0,8	16,6		0,5	20	0,6					
25,7	0,9	23,2		0,6	30	0,7					
27,1	1,0	30		0,7							
28,5	1,1										
30	1,2										

En los voladizos se tomará para el cálculo el valor que sea - mayor, teniendo en cuenta una y otra dirección del viento.

Ejemplo de cálculo de un voladizo

A continuación se calculará un ejemplo de un voladizo con dos brazos, con la disposición de la figura 151, y con los datos siguientes: $T_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$. Cubierta de uralita con plancha "Canaleta" - ver página 179). Separación entre soportes 4 metros. Inclinación de los brazos 18° . Separación de las correas 925 mm.

Fig. 151



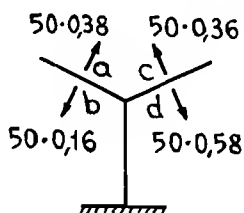
Peso de la nieve	75 kg/ m2.
Peso de uralita, correas, ganchos, etc.	28 "
Peso propio de un brazo ≈ 95 Kg.	9 "
	<hr/>
	112 kg/ m2.

V i e n t o

El esfuerzo del viento irá en la dirección que marcan las flechitas de la figura 152. La fuerza "a" es favorable porque va en sentido contrario del peso de cálculo del brazo, pero en parte la elimina la "b".

$$0,38 - 0,16 = 0,22 ; 0,22 \cdot 50 = 11 \text{ Kg/ m2.}$$

Fig. 152



La fuerza más desfavorable es la "d" y también parte se elimina con la "c".

$$0,58 - 0,36 = 0,22 ; 0,22 \cdot 50 = 11 \text{ Kg/m2.}$$

Luego tendremos una carga de cálculo total de:

$$112 + 11 = 123 \text{ Kg/m2.}$$

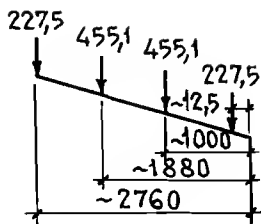
La carga concentrada en el punto de apoyo de las correas centrales será:

$$123 \cdot 0,925 \cdot 4 = 455,1 \text{ Kg.}$$

En los extremos tendremos un valor igual a la mitad que será:

$$\frac{455,1}{2} = 227,5 \text{ Kg.}$$

El momento flector en un brazo del voladizo será el siguiente:



$$M_f = 228 \cdot 276 + 455 \cdot 188 + 455 \cdot 100 + 228 \cdot$$

$$12,5 = 196818 \text{ Kg.cm.}$$

Momento resistente necesario para el brazo del voladizo:

$$R_x = \frac{196818}{1200} = 164 \text{ cm}^3.$$

Podremos coger la I PN. 18 que dá 161 cm³., ó sea, aproximadamente lo necesario.

La flecha que se origina por la carga será con aproximación - la siguiente:

$$f. \text{ aprox.} = \frac{228 \cdot 276^3}{3 \cdot 2100000 \cdot 1450} + \frac{455 \cdot 188^3}{3 \cdot 2100000 \cdot 1450} + \frac{455 \cdot 100^3}{3 \cdot 2100000 \cdot 1450} = 0,89 \text{ cm}$$

$$\text{flecha admisible} = \frac{275,8}{250} = 1,1 \text{ cm.}, \text{ luego vale.}$$

El soporte

El soporte está sometido a carga centrada y descentrada. La - carga centrada será:

Cubierta un módulo

$$112 \cdot 4 \cdot 5,800 = 2598 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo de flexión será (ver figura 153):

$$P_1 = 11 \cdot 2,9 \cdot 4 = 127,6 \text{ Kg.} \quad P_2 = 11 \cdot 2,9 \cdot 4 = 127,6 \text{ Kg.}$$

$$P'_1 = P_1 \cdot \cos 18^\circ = 127 \cdot 0,951 = 121 \text{ Kg.}$$

$$P'_2 = P_2 \cdot \cos 18^\circ = 127 \cdot 0,951 = 121 \text{ "}$$

$$P_3 = \frac{(121 + 121) \cdot 138}{300} = 111 \text{ Kg.}$$

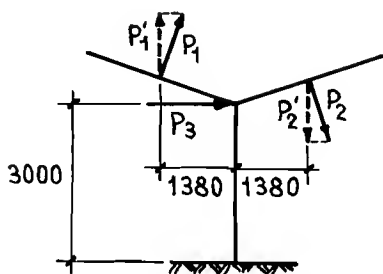
$$M_f = 111 \cdot 300 = 33300 \text{ Kg.cm.}$$

Probaremos con una I PN. 18 a ver si vale.

$$\text{Tensión de trabajo a flexión} = \frac{33300}{161} = 206 \text{ Kg/cm}^2.$$

Tensión de trabajo a compresión:

$$\lambda = \frac{300 \cdot 1,41}{1,71} = 247 ; \quad \omega = 10,3 ; \quad \frac{2598 \cdot 10,3}{27,9} = 959 \text{ Kg/cm}^2.$$



300 se multiplica por $\sqrt{2}$ por estar el extremo, en un sentido libre.

Fig. 153

Tensión de trabajo total: $206 + 959 = 1165 \text{ Kg/cm}^2$. luego vale.

F l e c h a

$$f = \frac{111 \cdot 300^3}{3 \cdot 2100000 \cdot 1450} = 0,3 \text{ cm.} < \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm. luego es admisible.}$$

La parte central del voladizo se hará desmembrando las almas de las vigas, y soldandoles una chapa de $\varnothing 7 \text{ mm.}$, con un radio de curvatura en la unión de $r \geq h \cdot 2$, ver figura 154.

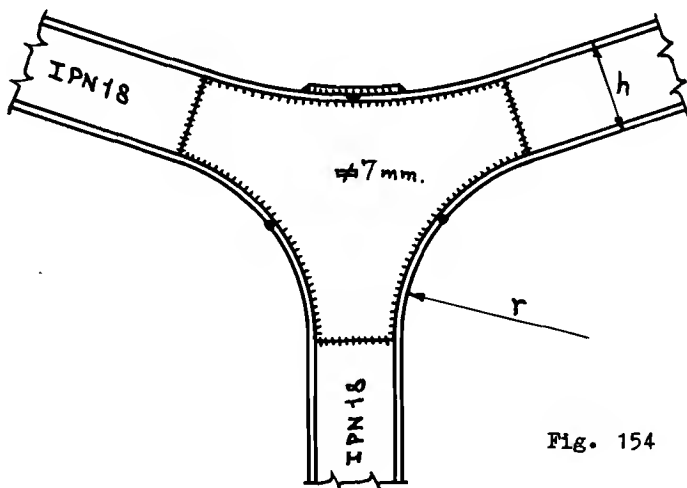


Fig. 154

También se pueden hacer los voladizos con chapa como si fuera una viga armada. De ésta forma, teniendo en cuenta los momentos de iner

cia necesarios en cada sección, se consigue reducir el peso y darle un aspecto más estético.

El fundamento y los anclajes se calcularán con las normas del capítulo III.

En el cálculo de los otros tipos de voladizos, se operará de manera semejante.

T U B E R I A

Actualmente las tuberías se proyectan casi exclusivamente sol dadas, por lo tanto aquí solo nos referimos a este tipo de ejecución.

La fórmula para el cálculo del espesor de la pared de la tube ria es la siguiente:

$$e = \frac{P \cdot D}{2 \cdot T_{adm} \cdot Z} + 0,1 ; \quad \text{Normalmente "e" no será nunca menor de } (D - 50) : 250.$$

e = espesor de la chapa en cm. P = presión en Kg/cm². D = diámetro interior en cm. Z = relación de resistencia del cordón y la chapa - igual a 0,75. 0,1 = suplemento para ataque de oxidación, tolerancias, etc. T_{adm} = resistencia admisible de la chapa en Kg/cm². según normas de la tabla 10.

TABLA 10

Temperatura en °C	≤ 220	260	300	343	371	399	427	454
T _{adm}	1200	1156	1132	1100	1070	940	795	605

Para obtener unos valores de cálculo exactos es imprescindible que se tome en consideración, además del esfuerzo a que se somete el material por la tensión tangencial, los esfuerzos principales en di rección tangencial, longitudinal y radial. Por lo tanto, una vez calcu lado con la fórmula anterior el espesor de la tubería, se hallará la - tensión total de trabajo por la fórmula siguiente:

$$\text{Tensión total de trabajo} = \frac{1}{2} \cdot P \cdot \frac{D+e}{e}$$

La tensión sacada por medio de esta fórmula, deberá ser igual o menor que la admisible en la soldadura (900 ó 1050 Kg/cm².)

El esfuerzo del viento por m². sobre la superficie de la tube ria, será el siguiente:

$$D \cdot x \cdot 0,7$$

D = diámetro en metros. x = ver página 223.

La dilatación térmica aproximada por cada metro de tubería es la siguiente:

100°	150°	200°	250°	300°	350°	400°	450°	500° C
1,17	1,8	2,4	3,0	3,7	4,4	5,1	5,9	6,5 mm.

Compensadores de dilatación

En las tuberías de mucha longitud se dispondrán unos compensadores según las figuras 155 a 158. El compensador lenticular de la figura 155 sirve para presiones bajas y grandes dilataciones (tuberías de gas). El de la figura 156 sirve para presiones altas y grandes dilataciones (tuberías de agua potable). El de la figura 158 o de lira recoge además de la dilatación en dirección del eje del tubo, la vertical u oblicua.

Hay Empresas que se dedican exclusivamente a la fabricación de los compensadores lenticulares, para tuberías de 200 a 2000 mm. de diámetro, según pedido.

Para las bridas de las tuberías ver página 245, 246 y 247.

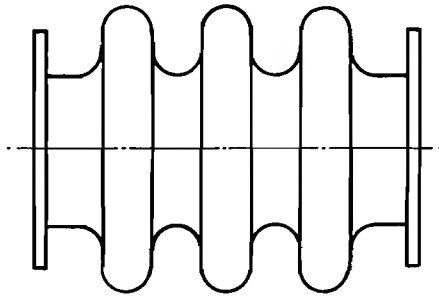


Fig. 155

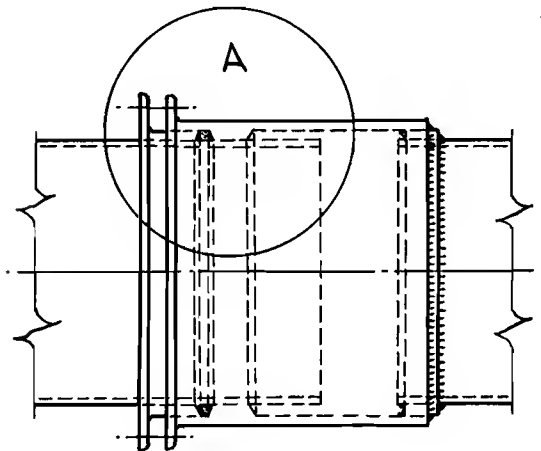


Fig. 156

DETALLE A

Fig. 157

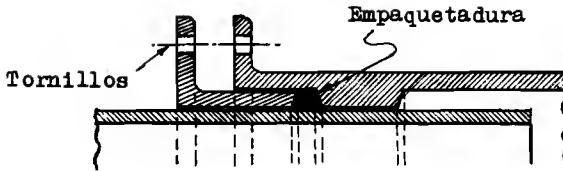
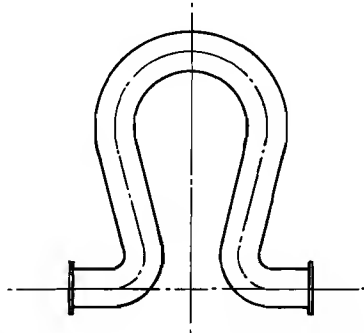


Fig. 158



El compensador de lira sirve para presiones altas o bajas, y para grandes dilataciones.

Ejemplo de cálculo de una tubería

Datos: Diámetro interior 1200 mm. Tubería para agua. Presión 10 - Kg/cm². T_{adm} = 1200 Kg/cm². Altura de la tubería < 8 metros. Distancia entre apoyos 10 m.

$$e = \frac{10 \cdot 120}{2 \cdot 1200 \cdot 0,75} + 0,1 = 0,76 \text{ cm.}$$

Pondremos 8 mm. aunque para el cálculo le pongamos 7 mm. (despreciando 1 mm. para oxidación y tolerancias).

$$\text{Tensión total de trabajo} = 0,5 \cdot 10 \cdot \frac{120 + 0,7}{0,7} = 862 \text{ Kg/cm}^2.$$

Momento flector por el peso propio de la chapa, el agua de la tubería y el esfuerzo del viento.

Peso del agua	$3,14 \cdot 6^2 \cdot 100 =$	11304 Kg
Peso de la tubería	$3,14 \cdot 12,1 \cdot 0,08 \cdot 100 \cdot 7,85 =$	<u>2388 "</u>
Peso total		<u>13692 Kg</u>

$$\text{Viento} \approx 1,22 \cdot 50 \cdot 0,7 \cdot 10 = 427 \text{ Kg.}$$

Para los tramos interiores de la tubería tendremos:

$$\text{Momento flector} = \frac{C \cdot l}{12} = \frac{(13692 + 427) \cdot 1000}{12} = 1176583 \text{ Kg.cm.}$$

$$\text{Momento resistente de la tubería.} = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(R^4 - r^4)}{R} = \frac{3,14}{4} \cdot \frac{(60,7^4 - 60^4)}{60,7} = 7959 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Tensión de trabajo} = \frac{1176583}{7959} = 148 \text{ Kg/cm}^2.$$

Tensión de trabajo por la flexión y por la presión interior:

$$862 + 148 = 1010 \text{ Kg/cm}^2.$$

Luego no vale pues es mayor que 900 Kg/cm²., que es la tensión de trabajo admisible a tracción en la soldadura, y por lo tanto se le pondrá un milímetro más a la chapa, o sea 9 mm.

SOPORTES TUBERIA DE GAS

(Fig. 147)

Por los cambios de temperatura, las tuberías modifican su longitud, por lo tanto, haremos unos soportes rígidos sobre los cuales se pueda deslizar la tubería.

Para que este movimiento se efectúe, se proyectarán unos apoyos en forma de cuna que cojan aproximadamente 120° de la tubería. A la tubería se le soldará una chapa de acero inoxidable, y al apoyo otra, - por lo tanto, el deslizamiento se efectuará entre ellas. La dimensión de la chapa que va soldada a la tubería dependerá del deslizamiento previsto, y, además ésta chapa servirá para darle rigidez a la tubería en el sitio del apoyo. Se pone chapa de acero inoxidable para evitar que en el sitio de deslizamiento se meta óxido, ya que si así fuera la resistencia del soporte tendría que ser mucho mayor.

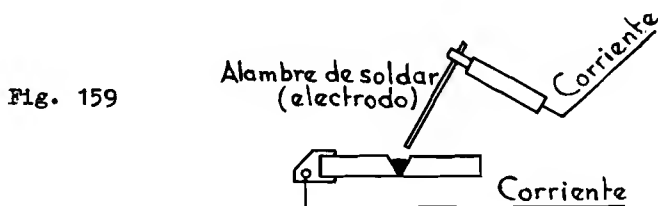
Para calcular el esfuerzo que tienen que resistir los soportes y los anclajes, en el sentido de la tubería, se tomará el peso que apoya sobre el soporte y se multiplicará por 0,3. El momento flector será éste esfuerzo multiplicado por la altura del soporte. Para el viento y la carga, ver página 108. La suma de las tensiones de trabajo en los dos sentidos, deberá ser igual o menor que la admisible en los perfiles del soporte.

5 **SOLDADURA**

INTRODUCCION

La soldadura eléctrica es hoy en día, el método más barato y más usado, para unir aceros en todos los tipos de construcciones.

Entre los varios sistemas que hay, el más extendido es el sistema SLAVIANOFF (1891), denominado "Soldeo eléctrico al arco metálico". Este sistema fué perfeccionado por O. KJELLBERG en 1908, al ponerle un recubrimiento al alambre de soldar. (Fig. 159).



Arco entre el alambre de soldar y la pieza

Hay tres posiciones principales en la soldadura; horizontal, vertical y bajo-techo. En cada una de estas tres posiciones, hay otras que aunque tienen nombre distinto pertenecen a ellas. En la horizontal tenemos la soldadura plana, en la vertical la soldadura horizontal-vertical, y, en la de bajo-techo la de bisel y de ángulo. A continuación se pueden ver por las figuras las diferentes posiciones de soldadura - (Fig. 160).

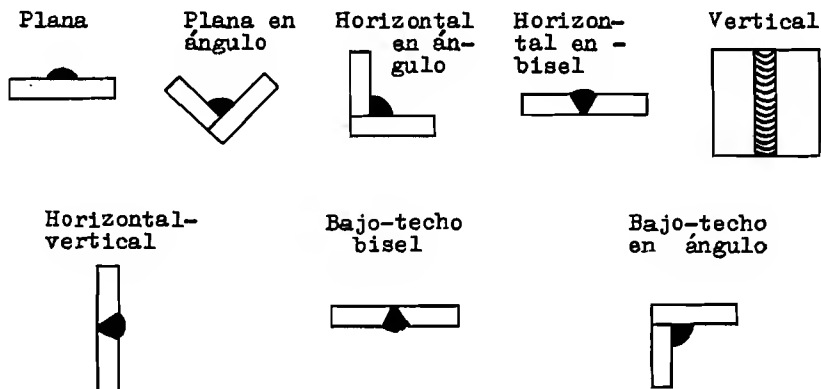







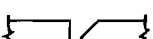



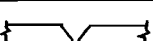


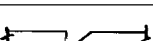






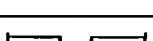


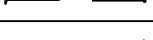


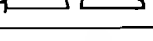



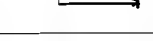



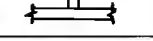



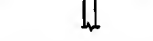







Fig. 160

Las soldaduras planas y horizontales son las más baratas, yendo después en orden de costo, las verticales y luego las de bajo-techo. Por este motivo, los constructores deberán proyectar de manera que la mayor parte de las soldaduras, se puedan hacer en posición plana y horizontal.

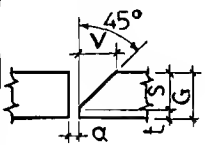
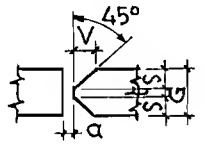
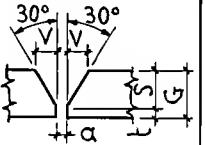
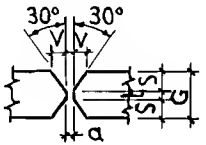
TABLA 11 - TIPOS DE UNIONES EN EL SOLDEO POR ARCO METALICO.

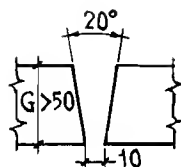
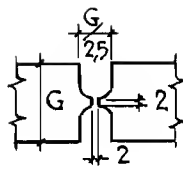
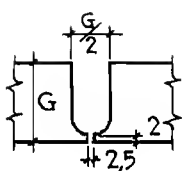
Nombre de la unión		Aspecto de la junta	Símbolos convencionales				Gruesos a- prox. chapas mm.
			Solda- con so- bre esp.	Solda. sin so- bre es- pesor	Sold. hueca	Sold. buril. raíz resold.	
A tope	sin chaflán						1 - 3
	en V						4 - 20
	en media V						4 - 20
	en X						8 - 50
	en K						8 - 50
	en U						> 30
	en doble U						> 50
	con cantos empujados						> 50
A solape							
En T							
En esquina							
Chapas con bor- des plegados							
Tres chapas							

PREPARACION DE LA UNION

Hay que subrayar la importancia que tiene el hacer una preparación correcta de las piezas a soldar, ya que de no hacerlo así, los resultados económicos y técnicos no son satisfactorios (Ver tabla 12).

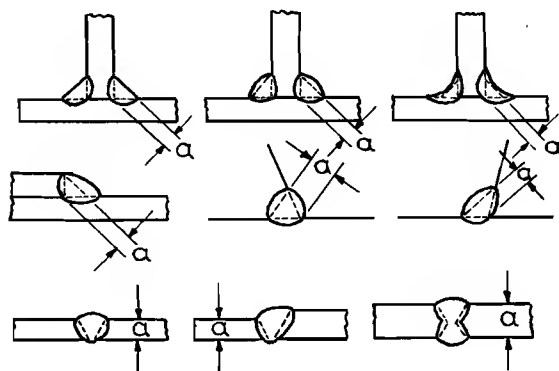
Tabla 12 biselado y separación de las uniones a tope. (En mm.)

G = Espesor en mm. chapas a soldar																
	v	t max	a min	S	v	t max	a min	S	v	t max	a min	S	v	t max	a min	S
4	4	0	1	4					2,3	0	1	4				
5	4	1	1	4					2,3	1	1	4				
6	5	1	1,5	5					3	1	1,5	5				
7	6	1	1,5	6					3,5	1	1,5	6				
8	7	1	1,5	7	3,5	1	1	3,5	4	1	1,5	7	2	1	1	3,5
9	8	1	2	8	4	1	1	4	4,6	1	2	8	2,3	1	1	4
10	9	1	2	9	4,5	1	1	4,5	5,2	1	2	9	2,6	1	1	4,5
11	10	1	2	10	5	1	1,5	5	5,8	1	2	10	3	1	1,5	5
12	10,5	1,5	2	10,5	5,5	1	1,5	5,5	6	1,5	2	10,5	3,2	1	1,5	5,5
13	11,5	1,5	2	11,5	6	1	1,5	6	6,7	1,5	2	11,5	3,5	1	1,5	6
14	12,5	1,5	2	12,5	6,5	1	1,5	6,5	7,3	1,5	2	12,5	3,7	1	1,5	6,5
15	13,5	1,5	2	13,5	7	1	1,5	7	7,8	1,5	2	13,5	4	1	1,5	7
16	14,5	1,5	2	14,5	7,5	1	1,5	7,5	8,4	1,5	2	14,5	4,3	1	1,5	7,5
17	15,5	1,5	2	15,5	8	1	1,5	8	9	1,5	2	15,5	4,6	1	1,5	8
18	16	2	2,5	16	8,5	1	1,5	8,5	9,3	2	2,5	16	4,9	1	1,5	8,5
19	17	2	2,5	17	9	1	1,5	9	9,9	2	2,5	17	5,2	1	1,5	9
20	18	2	2,5	18	9,25	1,5	2	9,25	10,5	2	2,5	18	5,4	1,5	2	9,25
21	19	2	2,5	19	9,75	1,5	2	9,75	11	2	2,5	19	5,6	1,5	2	9,75
22	20	2	2,5	20	10,25	1,5	2	10,25	11,5	2	2,5	20	5,9	1,5	2	10,25
23	21	2	2,5	21	10,75	1,5	2	10,75	12,1	2	2,5	21	6,2	1,5	2	10,75
24	22	2	2,5	22	11,25	1,5	2	11,25	12,4	2	2,5	22	6,5	1,5	2	11,25
25	23	2	2,5	23	11,75	1,5	2	11,75	13,2	2	2,5	23	6,8	1,5	2	11,75
26	24	2	2,5	24	12,25	1,5	2	12,25	13,8	2	2,5	24	7,1	1,5	2	12,25
27	25	2	2,5	25	12,75	1,5	2	12,75	14,4	2	2,5	25	7,4	1,5	2	12,75
28	26	2	2,5	26	13,25	1,5	2	13,25	15	2	2,5	26	7,6	1,5	2	13,25
29	27	2	2,5	27	13,75	1,5	2	13,75	15,5	2	2,5	27	7,9	1,5	2	13,75
30	28	2	2,5	28	14	2	2,5	14	16,1	2	2,5	28	8,1	2	2,5	14
31	29	2	2,5	29	14,5	2	2,5	14,5	16,7	2	2,5	29	8,4	2	2,5	14,5
32	30	2	3	30	15	2	2,5	15	17,3	2	3	30	8,7	2	2,5	15
33	31	2	3	31	15,5	2	2,5	15,5	17,9	2	3	31	9	2	2,5	15,5
34	32	2	3	32	16	2	2,5	16	18,4	2	3	32	9,3	2	2,5	16
35	33	2	3	33	16,5	2	2,5	16,5	19	2	3	33	9,6	2	2,5	16,5
36	34	2	3	34	17	2	2,5	17	19,5	2	3	34	9,9	2	2,5	17
37	35	2	3	35	17,5	2	2,5	17,5	20	2	3	35	10,2	2	2,5	17,5
38	36	2	3	36	18	2	2,5	18	20,6	2	3	36	10,4	2	2,5	18
39	37	2	3	37	18,5	2	2,5	18,5	21,2	2	3	37	10,7	2	2,5	18,5
40	38	2	3	38	18,75	2,5	3	18,75	21,8	2	3	38	10,8	2,5	3	18,75
41					19,25	2,5	3	19,25					11,1	2,5	3	19,25
42					19,75	2,5	3	19,75					11,4	2,5	3	19,75
43					20,25	2,5	3	20,25					11,7	2,5	3	20,25
44					20,75	2,5	3	20,75					12	2,5	3	20,75
45					21,25	2,5	3	21,25					12,3	2,5	3	21,25
46					21,75	2,5	3	21,75					12,5	2,5	3	21,75
47					22,25	2,5	3	22,25					12,7	2,5	3	22,25
48					22,75	2,5	3	22,75					13,1	2,5	3	22,75
49					23,25	2,5	3	23,25					13,4	2,5	3	23,25
50					23,75	2,5	3	23,75					13,7	2,5	3	23,75



ESPESORES DE LOS CORDONES PARA SU CALCULO

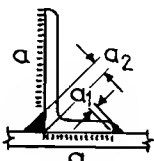
ESPESOR DEL CORDON = a DIN 4101



ESPESORES MAXIMOS DE LOS CORDONES DE SOLDADURA

a).- Para uniones de chapas y ángulos. También para chapas de los espesores indicados. Ver tabla 13.

TABLA 13

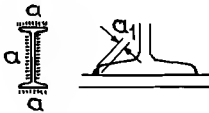
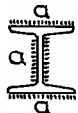

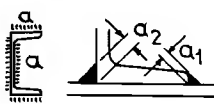
	mm Espesor del ala	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	cm Máx. a_2	0,25	0,30	0,40	0,50	0,55	0,65	0,75	0,85	0,90
	cm $a_1 = a$	0,20	0,25	0,35	0,40	0,45	0,55	0,60	0,70	0,75
	mm Espesor del ala	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	cm Máx. a_2	1,00	1,05	1,15	1,25	1,35	1,40	1,50	1,60	1,65
	cm $a_1 = a$	0,85	0,90	0,95	1,05	1,10	1,20	1,25	1,30	1,40

Como norma general el espesor máximo del cordón de soldadura no será mayor del 0,7 del espesor mínimo a unir.

Espesores máximos de los cordones de soldadura

b) Para I C L L (valores redondeados)

TABLA 14

										
I	a alma	cm. alas	a ₁ cm.	I	a alma	cm. alas	a ₁ cm.	L h = b	a ₁ cm.	
8	0,25	0,40	0,30	14·14	0,55	0,80	0,60	40·40·5	0,40	
10	0,30	0,45	0,35	16·16	0,60	0,95	0,70	45·45·5 ⁵	0,40	
12	0,35	0,50	0,40	18·18	0,60	0,95	0,70	50·50·6	0,40	
14	0,40	0,60	0,40	20·20	0,65	1,05	0,80	60·60·7	0,45	
16	0,40	0,65	0,45	22·22	0,70	1,10	0,85	70·70·8	0,50	
18	0,45	0,70	0,50					90·90·10	0,65	
20	0,50	0,75	0,55					100·100·10	0,65	
22	0,55	0,85	0,65					100·100·11	0,70	
24	0,60	0,90	0,65							
26	0,65	0,95	0,70							
28	0,70	1,05	0,80	C	a alma	cm. alas	a ₁ cm	a ₂ cm	L h < b	a ₁ cm.
30	0,75	1,10	0,80	8	0,40	0,55	0,40	0,65	100·55·8	0,50
32	0,80	1,20	0,85	10	0,40	0,60	0,45	0,70	100·60·8	0,50
34	0,85	1,25	0,95	12	0,45	0,60	0,45	0,75	100·60·9 ⁵	0,60
36	0,90	1,35	1,00	14	0,45	0,70	0,50	0,85	100·65·8	0,50
38	0,95	1,45	1,05	16	0,50	0,70	0,55	0,90	100·75·8	0,50
40	1,00	1,50	1,15	18	0,55	0,70	0,55	0,95		
42½	1,05	1,60	1,20	20	0,60	0,80	0,60	1,00		
45	1,10	1,70	1,30	22	0,60	0,85	0,65	1,10		
47½	1,20	1,80	1,35	25/8	0,70	0,85	0,65	1,10		
50	1,25	1,90	1,40	25/10	0,70	1,10	0,80	1,40		
				30	0,90	0,95	0,70	1,20		

TENSIONES DE TRABAJO ADMISIBLES EN UNIONES SOLDADAS DIN 4100

TABLA 15

1200 y 1400 = T_{adm}

Tipo de unión	Clase de tensión	Tensión de trabajo admisible
A tope	Tracción	0,75·1200 = 900 Kg/cm ² .
	"	0,75·1400 = 1050 "
	Compresión	0,85·1200 = 1020 "
	"	0,85·1400 = 1190 "
	Flexión	0,80·1200 = 960 "
	"	0,80·1400 = 1120 "
Soldadura en ángulo (frontal o lateral)	Cortadura	0,65·1200 = 780 "
	"	0,65·1400 = 910 "
	Todas	0,65·1200 = 780 Kg/cm ² .
		0,65·1400 = 910 "

Cuando se trata de cordones de soldadura comprobados en toda su longitud por rayos X y no tengan defectos, las tensiones de trabajo admisibles serán las siguientes (casos especiales) :

Uniones a tope = a las tensiones de trabajo admisibles del material b_{se} .

Uniones en ángulo = $0,85 \cdot$ tensión de trabajo admisible del material b_{se} cordones frontales.

Uniones en ángulo cordones laterales = $0,75 \cdot$ tensión de trabajo admisible del material - base.

CALCULO DE UNIONES SOLDADAS

a).- Tensión de trabajo (carga estática)

La tensión de trabajo de uniones en ángulo y a tope de los elementos que trabajan a tracción, compresión o cortadura, se calculará por la fórmula siguiente:

$$T = \frac{P}{\Sigma \cdot (a \cdot l)}$$

T = Tensión en Kg/cm².

P = Magnitud del esfuerzo que transmite la unión en Kg.

l = Longitud del cordón en cm.

a = Espesor del cordón en cm.

Σ = Suma de todos los cordones.

b).- Cálculo de una unión soldada a tope (carga estática)

Longitud necesaria de soldadura para una unión a tope trabajando a tracción (suponiendo los extremos o finales como el resto de la soldadura). Figura 161.

$$l = \frac{P}{a \cdot 0,75 \cdot T_{adm}}$$

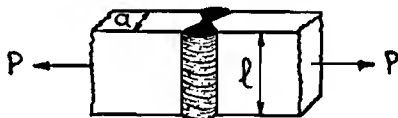


Fig. 161

c).- Cálculo de una unión soldada en ángulo (carga estática)

Longitud necesaria de soldadura para una unión en ángulo, con eje de gravedad centrado (Figura 162).

$$l = \frac{P}{a \cdot 0,65 \cdot T_{adm}}$$

b = crater final

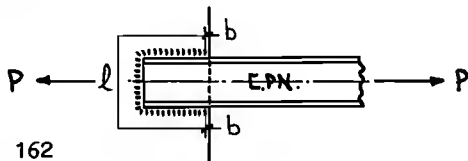


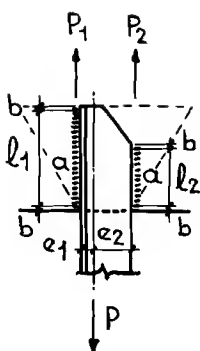
Fig. 162

En los cordones en ángulo se les aumentará para los cráteres de terminación, un espesor para cada final.

d).- Cálculo de la unión soldada de un ángulo (carga estática)

Longitud necesaria de soldadura para una unión en ángulo, con eje de gravedad descentrado. (Figura 163).

(Las cartelas deberán tener la sección necesaria al final del angular, para resistir el esfuerzo a que está solicitado éste. Con 60°)



$$P_1 = \frac{P \cdot e_2}{e_1 + e_2} ; \quad P_2 = P - P_1$$

$$l_1 = \frac{P_1}{a \cdot 0,65 \cdot T_{adm}} ; \quad l_2 = \frac{P_2}{a \cdot 0,65 \cdot T_{adm}}$$

$$b = a$$

Fig. 163

e).- Cálculo de una unión soldada sometida a carga alternativa.

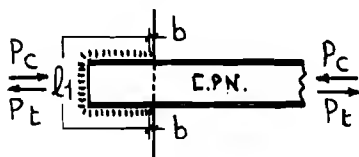
Longitud necesaria de soldadura para una unión en ángulo y a tope, sometida a carga alternativa (DIN 120). Figuras 164 y 165.

P_{max} = Fuerza máxima de la unión (tracción o compresión según el caso)

P_{min} = Fuerza mínima de la unión (tracción o compresión según el caso)

Fig. 164

Fig. 165



$$l_1 = (1 + 0,3 \cdot \frac{P_{min}}{P_{max}}) \cdot \frac{P_{max}}{a \cdot 0,65 \cdot T_{adm}} ; \quad l = (1 + 0,3 \cdot \frac{P_{min}}{P_{max}}) \cdot \frac{P_{max}}{a \cdot 0,75 \cdot T_{adm}}$$

CALCULO DE APOYOS DE VIGAS

(carga estática)

Estando soldada a tope como se indica en las figuras 166 y 167 la soldadura, además de tener que soportar las reacciones, deberá de soportar también el momento flector. (Figs. 166 y 167)

Fig. 166

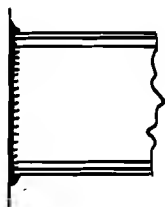
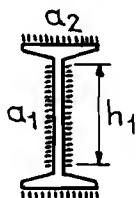


Fig. 167



La tensión de flexión que se produce por el momento flector - de la viga, se obtendrá de la fórmula siguiente:

$$T_f = \frac{M_f}{R_{sol}}$$

M_f = Momento flector en kg.cm.

R_{sol} = Momento resistente de toda la soldadura en cm³.

La tensión cortante que se produce por la reacción en el apoyo de la viga se obtendrá de la fórmula siguiente:

$$T_{cor} = \frac{Q}{2 \cdot (a_1 \cdot h_1)}$$

Q = Esfuerzo cortante en el apoyo en Kg.

a_1 = Espesor del cordón del alma en cm.

h_1 = Longitud de los cordones del alma en cm

te: La tensión de trabajo total se obtendrá de la fórmula siguiente:

$$T_{to} = \sqrt{T_f^2 + T_{cor}^2} \leq 0,65 \cdot T_{adm}$$

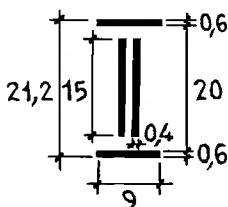
Ejemplo de cálculo de un apoyo de una viga:

Viga I PN 20 apoyando en un soporte de I PN 34.

Reacción en el apoyo = 5225 Kg. Momento flector = 104500 Kg.cm.

Cordones de soldadura de 0,6 y 0,4 cm. de espesor.

Momento de inercia de toda la soldadura.



$$I_{sol} = 2 \cdot 0,4 \cdot \frac{15^3}{12} + 2 \left[\left(\frac{9 \cdot 0,6^3}{12} + (9 \cdot 0,6 \cdot 10,3^2) \right) \right] = 1371 \text{ cm}^4.$$

Momento resistente de toda la soldadura

$$R_{sol} = \frac{1371}{10,6} = 129 \text{ cm}^3.$$

$$T_f = \frac{104500}{129} = 810 \text{ Kg/cm}^2. \quad T_{cor} = \frac{5225}{2 \cdot 0,4 \cdot 15} = 435 \text{ Kg/cm}^2.$$

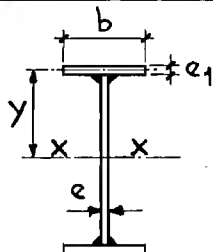
$$T_{to} = \sqrt{810^2 + 435^2} = 919 \text{ Kg/cm}^2.$$

VIGAS ARMADAS DIN 4101

a).- Cálculo de la tensión de trabajo en los cordones de unión del alma con las alas (Fig. 168).

$$\text{Tensión de trabajo} = \frac{Q \cdot M_e}{I_{xx} \cdot 2 \cdot a} \leq 0,65 \cdot T_{adm}$$

Fig. 168



a = espesor del cordón en cm. Q = esfuerzo cortante en Kg.
 e = espesor del alma en cm. I_{xx} = Momento de inercia de toda la viga en cm⁴.
 Me = Momento estático de un ala en cm². = $e_1 \cdot b \cdot y$

b).- Cálculo del espesor de los cordones de unión del alma con las alas (Fig. 169).



$$a \geq \frac{Q \cdot Me}{I_{xx} \cdot 2 \cdot 0,65 \cdot T_{adm}}$$

Me = de un ala solo

Fig. 169

c).- Cálculo del espesor de los cordones discontinuos de unión del alma con las alas (Fig. 170).

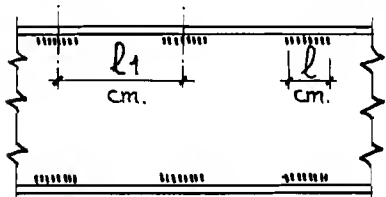


Fig. 170

(En construcciones de puentes no se admiten soldaduras discontinuas)

$$a \geq \frac{Q \cdot Me \cdot l_1}{I_{xx} \cdot 0,65 \cdot T_{adm} \cdot 2 \cdot l}$$

Me = de un ala solo

$l \geq 4$ cm.

d).- Cálculo de la unión soldada del alma (Fig. 171).

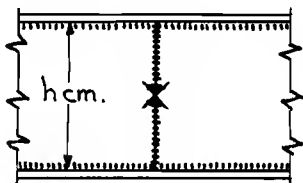


Fig. 171

$$T_f = \frac{M_f \cdot h}{2 \cdot I_{xx}} \quad ; \quad T_{cor} = \frac{Q}{h \cdot e}$$

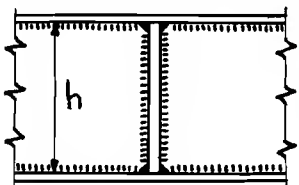
$$T_{to} = \frac{T_f}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{T_f^2 + 4 \cdot T_{cor}^2} \leq 0,75 \cdot T_{adm}$$

T_{adm}

M_f = Momento flector en kg.cm.

El valor de Q y M_f será el que tenga la viga en el sitio de unión.

e).- Cálculo de la unión soldada del alma con chapa intermedia. (Fig. 172 y 173).



$$R_{sol} = \frac{2 \cdot a \cdot h^2}{6} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{sol} = 2 \cdot a \cdot h \end{array} \right.$$

$$M_{alma} = M_{viga} \cdot \frac{I_{xx} \text{ alma}}{I_{xx} \text{ viga}}$$

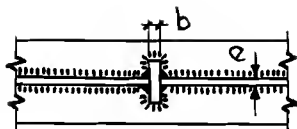


Fig. 173

$$T_f = \frac{M_{alma}}{R_{sol}} \quad T_{cor} = \frac{Q}{S_{sol}}$$

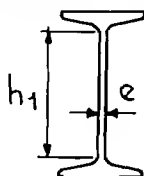
$$T_{tc} = \sqrt{T_f^2 + T_{cor}^2} \leq 0,65 \cdot T_{adm}$$

$$b = 2 \cdot e$$

EMPALMES DE VIGAS LAMINADAS

a).- Cálculo de la unión soldada de una viga I PN. (Fig. 174 y 175)

Fig. 174



Q = Esfuerzo cortante en el sitio de la unión en Kg.
 M_f = Momento flector del sitio de la unión en Kg.cm.
 R_{xx} = Momento resistente de la I en cm³.
 h_1 = Altura en cm. e = espesor del alma en cm.

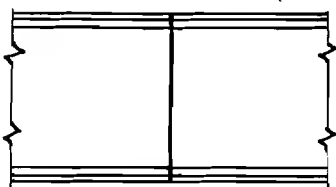


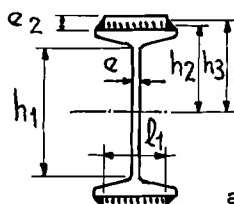
Fig. 175

$$T_f = \frac{M_f}{R_{xx}} \quad T_{cor} = \frac{Q}{h_1 \cdot e}$$

$$T_{tc} = \sqrt{T_f^2 + T_{cor}^2} \leq 0,75 \cdot T_{adm}$$

b).- Cálculo de la unión soldada de una viga I PN. con cubrejuntas en las alas (Figs. 176 y 177).

Fig. 176



Sección de la soldadura a tope de la I = S_1 en cm².

Sección de la soldadura de la cubrejunta = $4 \cdot l \cdot a + 4 \cdot l_1 \cdot a = S_2$ en cm².

Momento de inercia de la soldadura

a = espesor del cordón

Soldadura a tope = I de la viga en cm⁴.
 Cubrejunta = $S_2 \cdot h_2^2 = I$ cubrejunta en cm⁴.

$I_{viga} + I_{cubre.} = I_{sol}$ cm⁴.

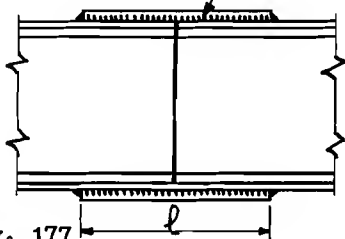


Fig. 177

$$R_{sol} = \frac{I_{sol}}{h_3}$$

$$T_{cor} = \frac{Q}{h_1 \cdot e} \quad T_f = \frac{M_f}{R_{sol}}$$

$$T_{to} = \sqrt{T_f^2 + T_{cor}^2} \leq 0,70 \cdot T_{adm}$$

Cálculo de la sección de la cubrejunta:

$$\text{Sección} = e_2 \cdot l_1 = S_3 \quad \text{Tensión que soporta} = \frac{S_2}{2} \cdot T_{to} = T_1$$

$$\text{Tensión a que trabaja} = \frac{T_1}{S_3} \leq T_{adm}$$

c) Cálculo de la unión soldada de una viga I PN. con cubrejunta en el alma (Figuras 178 y 179).

Los momentos se tomarán en Kg.cm., y las cotas y espesores de la soldadura en cm.

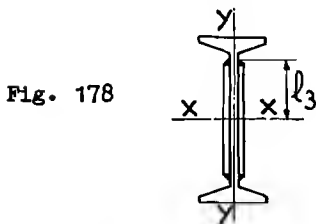


Fig. 178

$$M_f \text{ cubrejunta} = M_f \text{ max empalme} \cdot \frac{I_{xx} \text{ cubrejunta}}{I_{xx} \text{ viga} + I_{xx} \text{ cubrejunta}}$$

$$4 \cdot a_1 \cdot l_1 = S_1$$

$$\text{Sección soldadura} \quad 2 \cdot a_2 \cdot l_2 = S_2$$

$$\text{Total} \dots S_3$$

Distancia del eje de gravedad

$$e_x = \frac{S_1 \cdot c}{S_3}$$

Momento de inercia de la soldadura de la cubrejunta, respecto al centro de gravedad.

Fig. 179

$$2 \cdot \frac{a_2 \cdot l_2^3}{12} + 2 \cdot \frac{l_1}{12} \cdot \left[(l_2 + 2 \cdot a_1)^3 - l_2^3 \right] = I_{xx}$$

$$S_2 \cdot e_x^2 + 4 \cdot \frac{a_1 \cdot l_1^3}{12} + S_1 \cdot (c - e_x)^2 = I_{yy}$$

$$\text{Total} \dots \dots \dots I_t$$

Momento máximo en a_1

$$M_{a1} = M_f \text{ cubrejunta} \cdot \frac{l_3}{I_t}$$

Momento máximo en a_2

$$M_{a2} = M_f \text{ cubrejunta} \cdot \frac{e_y}{I_t}$$

$$\text{Tensión de trabajo total} = \sqrt{M_{a1}^2 + M_{a2}^2} \leq 0,65 \cdot T_{adm}$$

Las fórmulas dadas hasta aquí han sido para la soldadura de las cubrejuntas, las dimensiones de éstas se hallarán por tanteo. Para la tensión total de trabajo de la unión, se podrán utilizar las fórmulas del ejemplo de la figura 175, aumentándoles el momento resistente de las cubrejuntas (con respecto a la viga), y su sección.

CALCULO DE PRESILLAS SOLDADAS

(Figs. 180 y 181)

Los momentos y esfuerzos se pondrán en Kg. y los espesores de cordones y cotas en cm. P = carga, o cargas verticales en Kg.

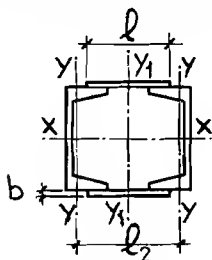


Fig. 180

$$\text{Esfuerzo de la carga} = \frac{\omega_x \cdot P}{80} = P_1$$

($\omega_x = \omega_{y1 \text{ ideal}}$, ver pág. 88)

Esfuerzo de empuje en cada presilla

$$P_2 = \frac{P_1 \cdot l_1}{2 \cdot l_2}$$

$$\text{Momento flector } M_f = P_2 \cdot \frac{l+a}{2}$$

$$\text{Momento resistente de la presilla } R_p = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Tensión de trabajo de la presilla

$$T_{\text{trab}} = \frac{M_f}{R_p} \leq T_{\text{adm}}$$

Soldadura

Sección de la soldadura $S_{\text{sol}} = a \cdot h$

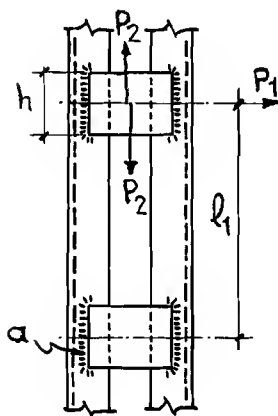
Momento resistente de la soldadura

$$R_{\text{sol}} = \frac{a \cdot h^2}{6}$$

Tensión total =

$$\sqrt{\left(\frac{M_f}{R_{\text{sol}}}\right)^2 + \left(\frac{P_2}{S_{\text{sol}}}\right)^2} \leq 0,65 \cdot T_{\text{adm}}$$

Fig. 181



CALCULO DE LA SOLDADURA PARA BASES DE SOPORTE Y EMPALMES

(Figs. 182 y 183)

$$\frac{P}{S_{\text{sol}}} \leq 0,65 \cdot T_{\text{adm}}$$

S_{sol} = Sección de soldadura en cm².

P = Carga en Kg.

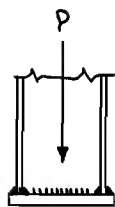


Fig. 182

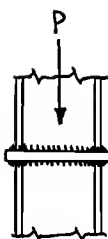


Fig. 183

CALCULO DE LOS CORDONES PARA LOS PERFILES UNIDOS

En las barras de las vigas, cerchas y jácenas de celosía que trabajan a compresión, se tienen que unir sus perfiles por medio de presillas cada 50 veces el radio de giro mínimo de un perfil. Muchas veces se proyecta también el par, constituido por dos angulares soldados a tope \square . Como el cálculo de los cordones de soldadura en los dos sistemas anteriormente expuesto es muy laborioso, se podrá utilizar normalmente la fórmula de experiencia siguiente:

La sección total de los cordones de unión de los perfiles, será igual a la sección de éstos. Ejemplo (Figs. 184 y 185).

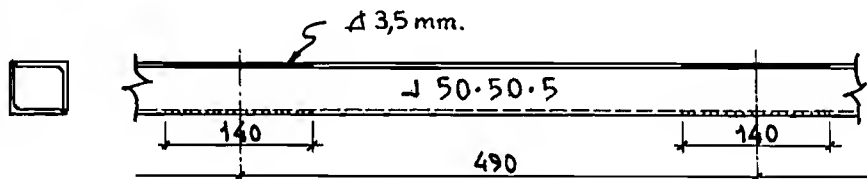


Fig. 184

$$14 \cdot 0,35 \cdot 2 \geq \text{Sección de los dos ángulos}$$

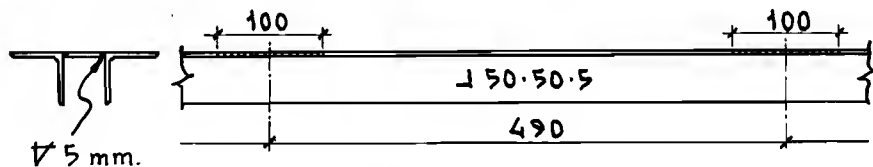


Fig. 185

$$10 \cdot 0,5 \cdot 2 \geq \text{Sección de los dos ángulos}$$

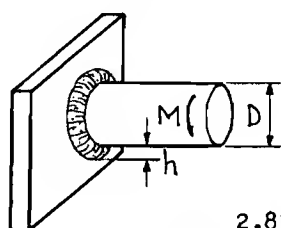
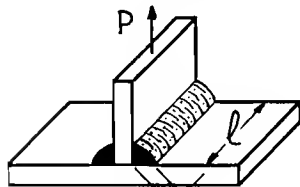
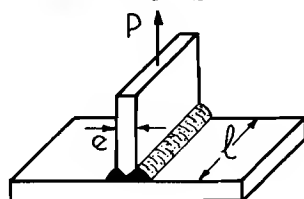
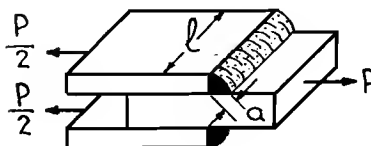
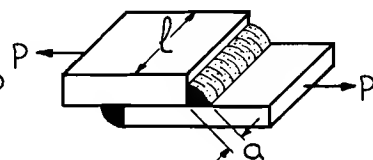
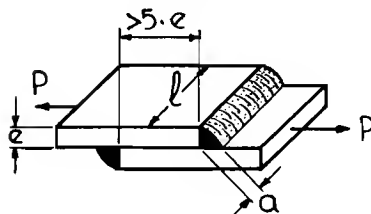
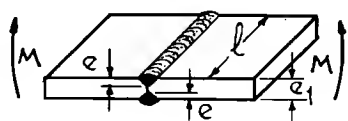
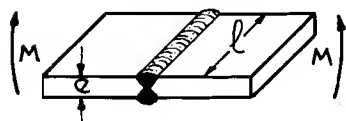
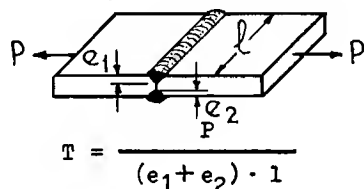
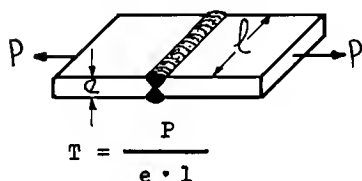
En los nudos deberán ir soldados todos los perfiles, y las presillas entre ellos deberán ir repartidas a igual distancia. Se pondrán como mínimo dos presillas intermedias entre cada dos nudos.

TENSIONES EN VARIOS TIPOS DE UNIONES

Carga estática

T = Tensión

T_{cor} = Tensión cortante



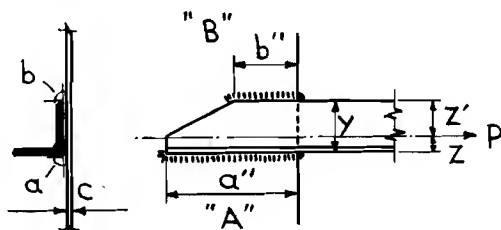
Soldadura en angulo

Cordones necesarios para barras sometidas a tracción.
 Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil = 0,65.
 En el cálculo se tiene en cuenta el eje de gravedad.

$$a' = \frac{P \cdot z'}{y}$$

$$b' = P - a'$$

$$c \geq \frac{a}{0,7}$$



Perfil ┐ en mm.	Sec- cion del perfil cm2	Sec- nece- saria de solda- dura cm2	Lado "A"			Lado "B"		
			Sec. nec. solda- dura cm2.	Espesor del cor- don a mm.	Longi- tud ne- cesaria a" mm.	Sec.ne- cesaria solda- dura cm2.	Espe- sor - del cor- don.b mm.	Lon- gi. nec. b" mm.
30·30·3	1,74	2,68	1,93	2,5	78	0,75	2	38
30·30·5	2,78	4,28	2,97	4	75	1,31	3,5	38
35·35·4	2,67	4,11	2,94	3	98	1,17	2,5	47
35·35·6	3,87	5,96	4,12	5	83	1,84	4	46
40·40·4	3,08	4,74	3,41	3	114	1,33	2,5	54
40·40·6	4,48	6,90	4,83	5	97	2,07	4	52
45·45·5	4,30	6,62	4,74	4	119	1,88	3,5	54
45·45·7	5,86	9,02	6,29	5,5	115	2,73	4,5	61
50·50·5	4,80	7,39	5,32	4	133	2,07	3,5	60
50·50·7	6,56	10,10	7,09	5,5	129	3,01	4,5	67
50·50·9	8,24	12,70	8,74	7,5	117	3,96	6	66
55·55·6	6,31	9,71	6,96	5	140	2,75	4	69
55·55·8	8,23	12,67	8,89	6,5	137	3,78	5,5	69
55·55·10	10,1	15,55	10,69	8,5	126	4,86	7	70
60·60·6	6,91	10,64	7,64	5	153	3,00	4	75
60·60·8	9,03	13,91	9,81	6,5	151	4,10	5,5	75
60·60·10	11,1	17,09	11,82	8,5	139	5,27	7	76
65·65·7	8,70	13,40	9,59	5,5	175	3,81	4,5	85
65·65·9	11,0	16,94	11,91	7,5	159	5,03	6	84
65·65·11	13,2	20,33	14,07	9	157	6,26	7,5	84
70·70·7	9,40	14,48	10,40	5,5	189	4,08	4,5	91
70·70·9	11,9	18,33	12,96	7,5	173	5,37	6	90
70·70·11	14,3	22,02	15,32	9	171	6,70	7,5	90
75·75·8	11,5	17,71	12,68	6,5	195	5,03	5,5	91
75·75·10	14,1	21,71	15,31	8,5	181	6,40	7	92

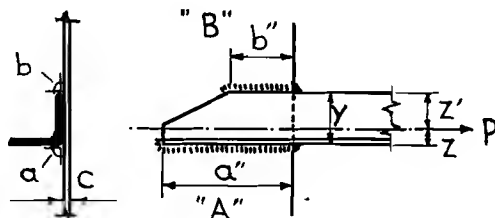
Soldadura en ángulo

Cordones necesarios para barras sometidas a tracción. Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil = 0,65. En el cálculo se tiene en cuenta el eje de gravedad.

$$a' = \frac{P \cdot z'}{y}$$

$$b' = P - a'$$

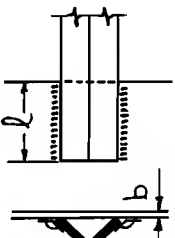
$$c \geq \frac{a}{0,7}$$



Perfil └ en mm.	Sec- ción del per- fil cm2.	Sec- ción nece- saria de - solda- dura cm2.	Lado "A"			Lado "B"		
			Sec. nece. de sold. cm2.	Espe- sor cor- dón. a mm.	Long. nece- saria a" mm.	Sec. nece. de sold. cm2.	Espe- sor cor- dón b mm.	Long. nece. b" mm.
75·75·12	16,7	25,72	17,87	10	178	7,85	8,5	93
80·80·8	12,3	18,94	13,59	6,5	209	5,35	5,5	98
80·80·10	15,1	23,25	16,45	8,5	194	6,80	7	98
80·80·12	17,9	27,57	19,26	10	193	8,31	8,5	98
90·90·9	15,5	23,87	17,13	7,5	229	6,74	6	113
90·90·11	18,7	28,80	20,42	9	227	8,38	7,5	112
90·90·13	21,8	33,57	23,50	10,5	224	10,07	9	112
100·100·10	19,2	29,57	21,23	8,5	250	8,34	7	120
100·100·12	22,7	34,96	24,82	10	249	10,14	8,5	120
100·100·14	26,2	40,35	28,33	11,5	247	12,02	9,5	127
110·110·10	21,2	32,65	23,54	8,5	277	9,11	7	131
110·110·12	25,1	38,65	27,58	10	276	11,07	8,5	131
110·110·14	29,0	44,66	31,63	11,5	275	13,03	9,5	138
120·120·11	25,4	39,12	28,17	9	313	10,95	7,5	146
120·120·13	29,7	45,74	32,63	10,5	311	13,11	9	146
120·120·15	33,9	52,21	36,94	12,5	296	15,27	10,5	146
130·130·12	30,0	46,20	33,26	10	333	12,94	8,5	153
130·130·14	34,7	53,44	38,15	11,5	332	15,29	9,5	161
130·130·16	39,3	60,52	42,83	13,5	318	17,69	11	161
140·140·13	35,0	53,90	38,81	10,5	370	15,09	9	168
140·140·15	40,0	61,60	44,00	12,5	352	17,60	10,5	168
140·140·17	45,0	69,30	49,10	14	351	20,20	12,0	169
150·150·14	40,3	62,06	44,64	11,5	389	17,42	9,5	184
150·150·16	45,7	70,38	50,25	13,5	373	20,13	11,0	183
150·150·18	51,0	78,54	55,71	15	372	22,83	12,5	183

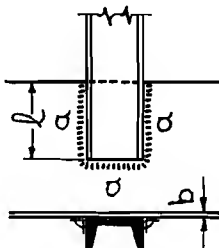
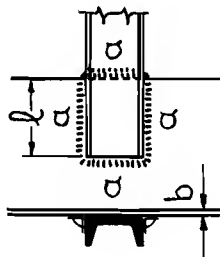
Soldadura en ángulo

Cordones necesarios para barras sometidas a tracción. Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil = 0,65.

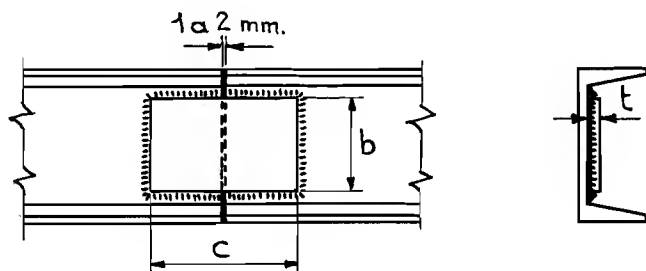
<div> <p>En la longitud "l" están uncluidos los cráteres finales.</p>  <p>$b \geq \frac{a}{0,7}$</p> </div>		Perfil	Sección del per. fil. cm2.	Sección nec. de sold. cm2.	Espesor del cor. don = a mm.	Longitud nece. cor don "l" mm.	70-70-9	70-70-11	70-70-14	75-75-8	75-75-10	75-75-12	80-80-8	80-80-10	80-80-12	90-90-9	90-90-11	90-90-13	100-100-10	100-100-12	100-100-14	110-110-10	110-110-12	110-110-14	120-120-11	120-120-13	120-120-15	130-130-12	130-130-14	130-130-16	140-140-13	140-140-15	140-140-17	150-150-14	150-150-16	150-150-18	11,9	14,3	11,5	14,1	16,7	12,3	15,1	17,9	15,5	18,7	21,8	19,2	22,7	26,2	21,2	25,1	29,0	25,4	29,7	33,9	34,7	39,3	35,0	40,0	45,0	40,3	45,7	51,0	18,33	22,02	17,71	21,71	25,72	18,94	23,25	27,57	23,87	28,80	33,57	29,57	34,96	40,35	32,65	38,65	44,66	39,12	45,74	52,21	46,20	53,44	60,52	53,90	61,60	69,30	62,06	70,38	78,54	6	7,5	5,5	8,5	5,5	7,5	8,5	7,5	9	8,5	9,5	8,5	9,5	10,5	8,5	9,5	11,0	10,5	12,0	9,5	11,0	12,5	164	161	172	169	168	183	180	179	210	207	204	225	222	231	247	244	254	272	269	288	297	317	314	312	345	341	339
---	--	--------	----------------------------	----------------------------	------------------------------	--------------------------------	---------	----------	----------	---------	----------	----------	---------	----------	----------	---------	----------	----------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	---	-----	-----	-----	-----	------	-----	-----	------	------	------	-----	------	------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Soldadura en ángulo

Cordones necesarios para barras sometidas a tracción. Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil = 0,65.

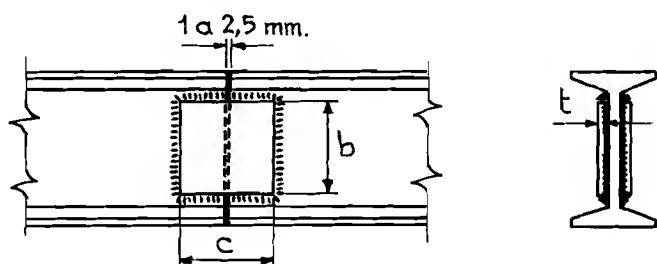
En la longitud "l" están incluidos los cráteres finales.				En este caso no hay cráteres finales.					
 $b \geq \frac{a}{0,7}$				 $b \geq \frac{a}{0,7}$					
Perfil [Sección del per fil cm ² .	Sección nec. de sold. cm ² .	Espesor del cor dón = a mm.	Longitud neces. cor dón "l" mm.	Perfil [Sección del per fil cm ² .	Sección nec. de sold. cm ² .	Espesor del cor dón = a mm.	Longi- tud ne ces. cor. "l" mm
8	11	16,94	4	176	8	11	16,94	4	132
10	13,5	20,79	4	214	10	13,5	20,79	4	160
12	17	26,18	4,5	236	12	17	26,18	4,5	171
14	20,4	31,42	4,5	284	14	20,4	31,42	4,5	210
16	24	36,96	5	295	16	24	36,96	5	210
18	28	43,12	5,5	308	18	28	43,12	5,5	212
20	32,2	49,59	6	320	20	32,2	49,59	6	214
22	37,4	57,60	6	376	22	37,4	57,60	6	260
25/8	42,5	65,45	7	350	25/8	42,5	65,45	7	218
25/10	53,7	82,70	7	473	25/10	53,7	82,70	7	342
30	60,7	93,48	9	379	30	60,7	93,48	9	220

Cálculo de cubrejuntas para perfiles C trabajando a tracción.
 Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil; a $t_{pe} = 0,75$, en ángulo $= 0,65$.



Perfil C en cm.	Sección del perfil. cm ² .	Sección equivale es- tando sold. la C cm ² .	Sección nec. de las cu- brejun- tas. cm ² .	Cubrejuntas $b \cdot t \cdot c$ mm.	Sección nec. de sold. de cu- brejun- ta. cm ² .	Espe- sor - del - cord. de cu- brej. mm.	Sepa- de C para hacer sold. a top. mm.
8	11	8,25	2,75	46·6·70	4,24	4	1
10	13,5	10,13	3,37	60·6·105	5,19	4	1
12	17	12,75	4,25	75·6·135	6,55	4	1
14	20,4	15,30	5,10	90·6·160	7,85	4	1
16	24	18,00	6,00	105·6·190	9,24	4	1,5
18	28	21,00	7,00	125·6·225	10,78	4	1,5
20	32,2	24,15	8,05	140·6·250	12,40	4	1,5
22	37,4	28,05	9,35	156·6·280	14,40	4	2
25/8	42,5	31,88	10,62	185·6·330	16,35	4	2
25/10	53,7	40,28	13,42	170·8·300	20,67	5	2
30	60,7	45,53	15,17	220·7·390	23,36	4	2

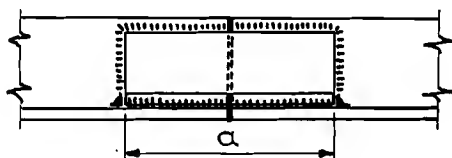
Cálculo de cubrejuntas para perfiles I trabajando a tracción.
 Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil; a to
 $p_e = 0,75$, en ángulo = $0,65$.



Perfil I en cm.	Sección del per fil cm ² .	Sección equivale ndo es- tando sold. la I cm ² .	Sección nec. de las cu- brejun- tas. cm ² .	Cubrejuntas b · t · c mm.	Sección nec. de sold. de cu- brejun- tas. cm ² .	Espe- sor - del - cord. de cu- brej. mm.	Sepa- de I para sold. a top mm.
8	7,58	5,69	1,89	55 · 2 · 55	2,91	1,5	1
10	10,6	7,95	2,65	70 · 2 · 70	4,08	1,5	1
12	14,2	10,65	3,55	85 · 3 · 85	5,47	2	1
14	18,3	13,73	4,57	100 · 3 · 100	7,04	2	1
16	22,8	17,10	5,70	115 · 3 · 115	8,78	2	1
18	27,9	20,93	6,97	130 · 3 · 130	10,73	2	1
20	33,5	25,13	8,37	145 · 4 · 145	12,89	2,5	1
22	39,6	29,70	9,90	160 · 4 · 160	15,25	2,5	1,5
24	46,1	34,58	11,52	180 · 4 · 180	17,74	2,5	1,5
26	53,4	40,05	13,35	195 · 5 · 195	20,56	3	1,5
28	61,1	45,83	15,27	210 · 5 · 210	23,52	3	1,5
30	69,1	51,83	17,27	225 · 5 · 225	26,60	3	1,5
32	77,8	58,35	19,45	240 · 5 · 240	29,95	3,5	2
34	86,8	65,10	21,70	255 · 5 · 255	33,42	3,5	2
36	97,1	72,83	24,27	270 · 6 · 270	37,38	4	2
38	107	80,25	26,75	285 · 6 · 285	41,20	4	2
40	118	88,50	29,50	300 · 6 · 300	45,43	4	2
42½	132	99,00	33,00	320 · 7 · 320	50,82	4,5	2,5
45	147	110,25	36,75	340 · 7 · 340	56,60	4,5	2,5
47½	163	122,25	40,75	360 · 8 · 360	62,76	5	2,5
50	180	135,00	45,00	380 · 8 · 380	69,30	5	2,5

Cordones en ángulo

Cálculo de cubrejuntas para angulares sometidos a tracción.
Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil; a to
pe = 0,75, en ángulo = 0,65.

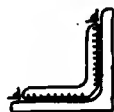
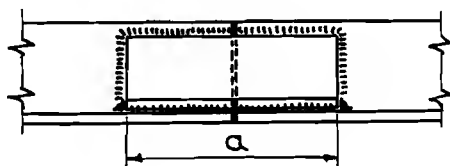


Perfil └ en mm.	Sección del per fil cm2.	Sección equiva le es tando soldado el per fil cm2.	Sección neces aria de la cu brejun ta cm2.	Cubrejuntas a Perfil └ cm	Sección neces aria de la sol dadura. cm2.	Espesor del cor dón de la cubre junta mm.
30·30·3	1,74	1,31	0,43	20·20·3 4	0,66	2
30·30·5	2,78	2,09	0,69	20·20·3 4	1,06	2
35·35·4	2,67	2,00	0,67	20·20·3 4	1,03	2
35·35·6	3,87	2,90	0,97	20·20·3 4	1,48	2
40·40·4	3,08	2,31	0,77	30·30·5 6	1,19	2,5
40·40·6	4,48	3,36	1,12	30·30·5 6	1,73	2,5
45·45·5	4,30	3,23	1,07	30·30·5 6	1,65	2,5
45·45·7	5,86	4,40	1,46	30·30·5 6	2,25	2,5
50·50·5	4,80	3,60	1,20	35·35·4 7	1,85	2,5
50·50·7	6,56	4,92	1,64	35·35·4 7	2,53	2,5
50·50·9	8,24	6,18	2,06	35·35·4 7	3,18	2,5
55·55·6	6,31	4,73	1,58	40·40·4 8	2,43	2,5
55·55·8	8,23	6,17	2,06	40·40·4 8	3,18	2,5
55·55·10	10,1	7,58	2,52	40·40·4 8	3,88	2,5
60·60·6	6,91	5,18	1,73	45·45·5 9	2,67	3
60·60·8	9,03	6,77	2,26	45·45·5 9	3,48	3
60·60·10	11,1	8,33	2,77	45·45·5 9	4,27	3
65·65·7	8,70	6,53	2,17	45·45·5 9	3,34	3
65·65·9	11,0	8,25	2,75	45·45·5 9	4,24	3
65·65·11	13,2	9,9	3,30	45·45·5 9	5,08	3
70·70·7	9,40	7,05	2,35	50·50·5 10	3,62	3
70·70·9	11,9	8,93	2,97	50·50·5 10	4,57	3
70·70·11	14,3	10,73	3,57	50·50·5 10	5,50	3
75·75·8	11,5	8,63	2,87	50·50·5 10	4,42	3
75·75·10	14,1	10,58	3,52	50·50·5 10	5,42	3

Cordones en ángulo

Cálculo de cubrejuntas para angulares sometidos a tracción.

Relación de la tensión de trabajo entre la soldadura y el perfil; a to
pe = 0,75, en ángulo = 0,65.



Perfil └ en mm.	Sección del per fil cm ² .	Sección equiva le es tando soldado el per fil cm ² .	Sección neces aria de la cu brejun ta cm ² .	Cubrejuntas Perfil a └ cm	Sección neces aria de la sol dadura cm ² .	Espe sor del cordón de la cubre junta mm.
75·75·12	16,7	12,53	4,17	50·50·5 10	6,42	4
80·80·8	12,3	9,23	3,07	60·60·6 12	4,73	4
80·80·10	15,1	11,33	3,77	60·60·6 12	5,81	4
80·80·12	17,9	13,43	4,47	60·60·6 12	6,88	4
90·90·9	15,5	11,63	3,87	70·70·7 14	5,96	4
90·90·11	18,7	14,03	4,67	70·70·7 14	7,19	4
90·90·13	21,8	16,35	5,45	70·70·7 14	8,39	4
100·100·10	19,2	14,40	4,80	70·70·7 14	7,39	4
100·100·12	22,7	17,03	5,67	70·70·7 14	8,73	4
100·100·14	26,2	19,65	6,55	70·70·7 14	10,09	4
110·110·10	21,2	15,90	5,30	80·80·8 16	8,16	5
110·110·12	25,1	18,83	6,27	80·80·8 16	9,66	5
110·110·14	29,0	21,75	7,25	80·80·8 16	11,17	5
120·120·11	25,4	19,05	6,35	80·80·8 16	9,78	5
120·120·13	29,7	22,28	7,42	80·80·8 16	11,43	5
120·120·15	33,9	25,43	8,47	80·80·8 16	13,04	5
130·130·12	30,0	22,50	7,50	90·90·9 18	11,55	5
130·130·14	34,7	26,03	8,67	90·90·9 18	13,35	5
130·130·16	39,3	29,48	9,82	90·90·9 18	15,12	5
140·140·13	35,0	26,25	8,75	90·90·9 18	13,48	5
140·140·15	40,0	30,00	10,00	90·90·9 18	15,40	5
140·140·17	45,0	33,75	11,25	90·90·9 18	17,33	5
150·150·14	40,3	30,23	10,07	100·100·10 20	15,51	5
150·150·16	45,7	34,28	11,42	100·100·10 20	17,59	5
150·150·18	51,0	38,25	12,75	100·100·10 20	19,64	5

Carga admisible a cortadura en diferentes espesores de cordones en ángulo, según las longitudes de la tabla. Tensión de trabajo de la soldadura 780 Kg/cm². En la longitud de la tabla no están incluidos los cráteres finales. Para éstos se aumentará el espesor del cordón para cada final.

Espe- sor cord. a" 2 mm	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 1560 20 3120	11 1716 21 3276	12 1872 22 3432	13 2028 23 3588	14 2184 24 3744	15 2340 25 3900	16 2496 26 4056	17 2652 27 4212	18 2808 28 4368	19 2964 29 4524
Espe- sor cord. a" 2,5 mm	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 1950 20 3900	11 2145 21 4095	12 2340 22 4290	13 2535 23 4485	14 2730 24 4680	15 2925 25 4875	16 3120 26 5070	17 3315 27 5265	18 3510 28 5460	19 3705 29 5655
Espe- sor cord. a" 3 mm	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 2340 20 4680	11 2574 21 4914	12 2808 22 5148	13 3042 23 5382	14 3276 24 5616	15 3510 25 5850	16 3744 26 6084	17 3978 27 6318	18 4212 28 6552	19 4446 29 6786
Espe- sor cord. a" 3,5 mm	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 2730 20 5460	11 3003 21 5733	12 3276 22 6006	13 3549 23 6279	14 3822 24 6552	15 4095 25 6825	16 4368 26 7098	17 4641 27 7371	18 4914 28 7644	19 5187 29 7917
Espe- sor del cor- dón a" 4 mm.	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 3120 20 6240 30 9360 40 12480	11 3432 21 6552 31 9672 41 12792	12 3744 22 6864 32 9984 42 13104	13 4056 23 7176 33 10296 43 13416	14 4368 24 7488 34 10608 44 13728	15 4680 25 7800 35 10920 45 14040	16 4992 26 8112 36 11232 46 14352	17 5304 27 8424 37 11544 47 14664	18 5616 28 8736 38 11856 48 14976	19 5928 29 9048 39 12168 49 15288
Espe- sor del cor- dón a" 4,5 mm.	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 3510 20 7020 30 10530 40 14040	11 3861 21 7371 31 10881 41 14391	12 4214 22 7722 32 11232 42 14742	13 4563 23 8073 33 11583 43 15093	14 4914 24 8424 34 11934 44 15444	15 5265 25 8775 35 12285 45 15795	16 5616 26 9126 36 12636 46 16146	17 5967 27 9477 37 12987 47 16497	18 6318 28 9828 38 13338 48 16848	19 6669 29 10179 39 13689 49 17199
Espe- sor del cor- dón a" 5 mm.	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 3900 20 7800 30 11700 40 15600	11 4290 21 8190 31 12090 41 15990	12 4680 22 8580 32 12480 42 16380	13 5070 23 8970 33 12870 43 16770	14 5460 24 9360 34 13260 44 17160	15 5850 25 9750 35 13650 45 17550	16 6240 26 10140 36 14040 46 17940	17 6630 27 10530 37 14430 47 18330	18 7020 28 10920 38 14820 48 18720	19 7410 29 11310 39 15210 49 19110
Espe- sor del cor- dón a" 6 mm.	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 4680 20 9360 30 14040	11 5148 21 9828 31 14508	12 5616 22 10296 32 14976	13 6084 23 10764 33 15444	14 6552 24 11232 34 15912	15 7020 25 11700 35 16380	16 7488 26 12168 36 16848	17 7956 27 12636 37 17316	18 8424 28 13104 38 17784	19 8892 29 13572 39 18252

Esp. 6 mm	Long. cml. Tensión Kg	40 18720	41 19188	42 19656	43 20124	44 20592	45 21060	46 21528	47 21996	48 22464	49 22932
Espe- sor del cor- dón "a" 7 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	5460	6006	6552	7098	7644	8190	8736	9282	9828	10374
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	10920	11466	12012	12558	13104	13650	14196	14742	15288	15834
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	16380	16926	17472	18018	18564	19110	19656	20202	20748	21294
Espe- sor del cor- dón "a" 8 mm.	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	21840	22386	22932	23478	24024	24570	25116	25662	26208	26754
	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	6240	6864	7488	8112	8736	9360	9984	10608	11232	11856
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	12480	13104	13728	14352	14976	15600	16224	16848	17472	18096
Espe- sor del cor- dón "a" 9 mm.	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	18720	19344	19968	20592	21216	21840	22464	23088	23712	24336
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	24960	25584	26208	26832	27456	28080	28704	29328	29952	30576
	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	7020	7722	8424	9126	9828	10530	11232	11934	12636	13338
Espe- sor del cor- dón "a" 10 mm	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	14040	14742	15444	16146	16848	17550	18252	18954	19656	20358
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	21060	21762	22464	23166	23868	24570	25272	25974	26676	27378
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	28080	28782	29484	30186	30888	31590	32292	32994	33696	34398
Espe- sor del cor- dón "a" 11 mm	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	35100	35802	36504	37206	37908	38610	39312	40014	40716	41418
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	42120	42822	43524	44226	44928	45630	46332	47034	47736	48438
	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	7800	8580	9360	10140	10920	11700	12480	13260	14040	14820
Espe- sor del cor- dón "a" 12 mm	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	15600	16380	17160	17940	18720	19500	20280	21060	21840	22620
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	23400	24180	24960	25740	26520	27300	28080	28860	29640	30420
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	31200	31980	32760	33540	34320	35100	35880	36660	37440	38220
Espe- sor del cor- dón "a" 13 mm	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	39000	39780	40560	41340	42120	42900	43680	44460	45240	46020
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	46800	47580	48360	49140	49920	50700	51480	52260	53040	53820
	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	8580	9438	10296	11154	12012	12870	13728	14586	15444	16302
Espe- sor del cor- dón "a" 14 mm	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	17160	18018	18876	19734	20592	21450	22308	23166	24024	24882
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	25740	26598	27456	28314	29172	30030	30888	31746	32604	33462
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	34320	35178	36036	36894	37752	38610	39468	40326	41184	42042
Espe- sor del cor- dón "a" 15 mm	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	42900	43758	44616	45474	46332	47190	48048	48906	49764	50622
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	51480	52338	53196	54054	54912	55770	56628	57486	58344	59202
	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	9360	10296	11232	12168	13104	14040	14976	15912	16848	17784

Espe- sor del cor- dón "a" 12 mm	Long. cml. Tensión Kg	20 18720	21 19656	22 20592	23 21528	24 22464	25 23400	26 24336	27 25272	28 26208	29 27144
	Long. cml. Tensión Kg	30 28080	31 29016	32 29952	33 30888	34 31824	35 32760	36 33696	37 34632	38 35568	39 36504
	Long. cml. Tensión Kg	40 37440	41 38376	42 39312	43 40248	44 41184	45 42120	46 43056	47 43992	48 44928	49 45864
	Long. cml. Tensión Kg	50 46800	51 47736	52 48672	53 49608	54 50544	55 51480	56 52416	57 53352	58 54288	59 55224
	Long. cml. Tensión Kg	60 56160	61 57096	62 58032	63 58968	64 59904	65 60840	66 61776	67 62712	68 63648	69 64584

Carga admisible a cortadura en diferentes espesores de cordones en ángulo, según las longitudes de la tabla. Tensión de trabajo de la soldadura 910 Kg/cm². En la longitud de la tabla no están incluidos los cráteres finales. Para éstos se aumentará el espesor del cordón para cada final.

Espe- sor cord. a" 2 mm	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 1820 20 3640	11 2002 21 3822	12 2184 22 4004	13 2366 23 4186	14 2548 24 4368	15 2730 25 4550	16 2912 26 4732	17 3094 27 4914	18 3276 28 5096	19 3458 29 5278
Espe- sor cord."a" 2,5 mm	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 2275 20 4550	11 2502 21 4777	12 2730 22 5005	13 2957 23 5232	14 3185 24 5460	15 3412 25 5687	16 3640 26 5915	17 3868 27 6142	18 4095 28 6370	19 4323 29 6597
Espe- sor cord. a" 3 mm	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 2730 20 5460	11 3003 21 5733	12 3276 22 6006	13 3549 23 6279	14 3822 24 6552	15 4095 25 6825	16 4368 26 7098	17 4641 27 7371	18 4914 28 7644	19 5187 29 7919
Espe- sor cord. 3,5 mm	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 3185 20 6370	11 3503 21 6688	12 3822 22 7007	13 4140 23 7325	14 4459 24 7644	15 4777 25 7962	16 5096 26 8281	17 5414 27 8599	18 5733 28 8918	19 6051 29 9236
Espe- sor del cor- dón "a" 4 mm.	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 3640 20 7280 30 10920 40 14560	11 4004 21 7644 31 11284 41 14924	12 4368 22 8008 32 11648 42 15288	13 4732 23 8372 33 12012 43 15652	14 5096 24 8736 34 12376 44 16016	15 5460 25 9100 35 12740 45 16380	16 5824 26 9464 36 13104 46 16744	17 6188 27 9828 37 13468 47 17108	18 6552 28 10192 38 13832 48 17472	19 6916 29 10556 39 14196 49 17836
Espe- sor del cor- dón "a" 4,5 mm	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 4095 20 8190 30 12285 40 16380	11 4504 21 8599 31 12694 41 16789	12 4914 22 9009 32 13104 42 17199	13 5323 23 9418 33 13513 43 17608	14 5733 24 9828 34 13923 44 18018	15 6142 25 10237 35 14332 45 18427	16 6552 26 10647 36 14742 46 18837	17 6961 27 11056 37 15151 47 19246	18 7371 28 11466 38 15561 48 19656	19 7780 29 11875 39 15970 49 20065
Espe- sor cord."a" 5 mm.	Long. cml. Tensión Kg Long. cml. Tensión Kg	10 4550 20 9100	11 5005 21 9555	12 5460 22 10010	13 5915 23 10465	14 6370 24 10920	15 6825 25 11375	16 7280 26 11830	17 7735 27 12285	18 8190 28 12740	19 8645 29 13195

Espe- sor cord."a" 5 mm.	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	13650	14105	14560	15015	15470	15925	16380	16835	17290	17745
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	18200	18655	19110	19565	20020	20475	20930	21385	21840	22295
Espe- sor del cor- dón "a" 6 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	5460	6006	6552	7098	7644	8190	8736	9282	9828	10374
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	10920	11466	12012	12558	13104	13650	14196	14742	15288	15834
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	16380	16926	17472	18018	18564	19110	19656	20202	20748	21294
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	21840	22386	22932	23478	24024	24570	25116	25662	26208	26754
Espe- sor del cor- dón "a" 7 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	6370	7007	7644	8281	8918	9555	10192	10829	11466	12103
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	12740	13377	14014	14651	15288	15925	16562	17199	17836	18473
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	19110	19747	20384	21021	21658	22295	22932	23569	24206	24843
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	25480	26117	26754	27391	28028	28665	29302	29939	30576	31213
Espe- sor del cor- dón "a" 8 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	7280	8008	8736	9464	10192	10920	11648	12376	13104	13832
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	14560	15288	16016	16744	17472	18200	18928	19656	20384	21112
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	21840	22568	23296	24024	24752	25480	26208	26936	27664	28392
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	29120	29848	30576	31304	32032	32760	33488	34216	34944	35672
Espe- sor del cor- dón "a" 9 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	8190	9009	9828	10647	11466	12285	13104	13923	14742	15561
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	16380	17199	18018	18837	19656	20475	21294	22113	22932	23751
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	24570	25389	26208	27027	27846	28665	29484	30303	31122	31941
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	32760	33579	34398	35217	36036	36855	37674	38493	39312	40131
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	40950	41769	42588	43407	44226	45045	45864	46683	47502	48321
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	49140	49959	50778	51597	52416	53235	54054	54873	55692	56511
Espe- sor del cor- dón "a" 10 mm.	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	9100	10010	10920	11830	12740	13650	14560	15470	16380	17290
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	18200	19110	20020	20930	21840	22750	23660	24570	25480	26390
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	27300	28210	29120	30030	30940	31850	32760	33670	34580	35490
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	36400	37310	38220	39130	40040	40950	41860	42770	43680	44590
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	45500	46410	47320	48230	49140	50050	50960	51870	52780	53690
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	54600	55510	56420	57330	58240	59150	60060	60970	61880	62790
Espe- 11 mm	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	10010	11011	12012	13013	14014	15015	16016	17017	18018	19019

Espe- sor del cor- dón "a" 11 mm.	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	20020	21021	22022	23023	24024	25025	26026	27027	28028	29029
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	30030	31031	32032	33033	34034	35035	36036	37037	38038	39039
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	40040	41041	42042	43043	44044	45045	46046	47047	48048	49049
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	50050	51051	52052	53053	54054	55055	56056	57057	58058	59059
Espe- sor del cor- dón "a" 12 mm.	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	60060	61061	62062	63063	64064	65065	66066	67067	68068	69069
	Long. cml.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Tensión Kg	10920	12012	13104	14196	15288	16380	17472	18564	19656	20748
	Long. cml.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
	Tensión Kg	21840	22932	24024	25116	26208	27300	28392	29484	30576	31668
	Long. cml.	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Tensión Kg	32760	33852	34944	36036	37128	38220	39312	40404	41496	42588
	Long. cml.	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
	Tensión Kg	43680	44772	45864	46956	48048	49140	50232	51324	52416	53508
	Long. cml.	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	Tensión Kg	54600	55692	56784	57876	58968	60060	61152	62244	63336	64428
	Long. cml.	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69
	Tensión Kg	65520	66612	67704	68796	69888	70980	72072	73164	74256	75348

I N T R O D U C C I O N

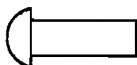
La unión de piezas metálicas por medio de remaches, se utiliza con éxito, desde mucho antes de la aparición de la soldadura eléctrica.

Según la superficie que se quiera que quede en las piezas a unir, se utilizarán los distintos tipos de remaches que hay, y se hará la preparación necesaria en las chapas.

Los tipos principales de remaches que hay para las uniones de construcciones metálicas y calderas, son los siguientes (Fig. 186).

Remaches de

Cabeza redonda



Cabeza embutida

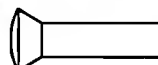


Fig. 186

Los remaches de cabeza embutida o metida dentro, se utilizarán cuando tenga que quedar casi lisa la superficie remachada. En este caso se tiene que hacer un avellanado en la chapa para alojar la cabeza.

El remache se tomará siempre un milímetro menor que el agujero de las piezas a unir, teniéndose en cuenta que al ser remachado lo llenará perfectamente, por lo cual para el cálculo de la resistencia del remache se tomará siempre el diámetro del agujero.

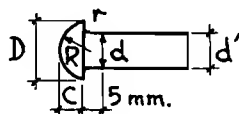
La longitud del remache tendrá que ser una determinada, para que al remacharlo se pueda formar la cabeza.

En las tablas que vienen a continuación se pueden ver los datos necesarios de los diferentes remaches, y la preparación de las chapas para los de cabeza embutida. (Tablas 16 y 17)

TABLA 16.- DIMENSIONES DE LOS REMACHES EN MM.

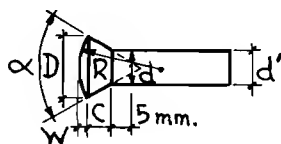
Remaches de cabeza redonda para construcciones metálicas												
d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
d' ≥	9,4	11,3	13,2	15,2	17,1	19,1	20,9	22,9	25,8	28,6	31,6	34,6
D	16	19	22	25	28	32	36	40	43	48	53	58
C	6,5	7,5	9	10	11,5	13	14	16	17	19	21	23
R	8	9,5	11	13	14,5	16,5	18,5	20,5	22	24,5	27	30
r	0,5	0,6	0,6	0,8	0,8	1	1	1,2	1,2	1,6	1,6	2

Remaches de cabeza redonda para calderas



d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
$d' \geq$	9,4	11,3	13,2	15,2	17,1	19,1	20,9	22,9	25,8	28,6	31,6	34,6
D	18	22	25	28	32	36	40	43	48	53	58	64
C	7	9	10	11,5	13	14	16	17	19	21	23	25
R	9,5	11	13	14,5	16,5	18,5	20,5	22	24,5	27	30	33
r	1	1,6	1,6	2	2	2	2	2,5	2,5	3	3	4

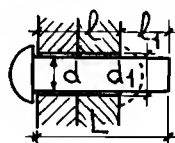
Remaches de cabeza embutida



d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
$d' \geq$	9,4	11,3	13,2	15,2	17,1	19,1	20,9	22,9	25,8	28,6	31,6	34,6
D	14,5	18	21,5	26	30	31,5	34,5	38	42	42,5	46,5	51
C	3	4	5	6,5	8	10	11	12	13,5	15	16,5	18
W	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2
R	27	41	58	85	113	124,5	75,5	91	111	114	136	164
α	75°	75°	75°	75°	75°	60°	60°	60°	60°	45°	45°	45°

TABLA 17.- LONGITUD DE LOS REMACHES EN MM. Y AVELLANADO DE LAS CHAPAS

(C = Calderas) Remachado de cabeza redonda (CM = Const.Metal.)

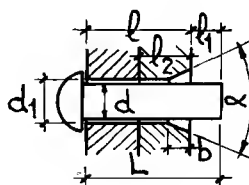


$$L = l + l_1$$

d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
d ₁	11	13	15	17	19	21	23	25	28	31	34	37
(CM) l = d; l ₁ =	14	16	18	22	24	28	30	34	37	40	43	45
(CM) l = 2·d; l ₁ =	16	18	22	26	29	32	34	37	41	45	49	53
(C) l = d; l ₁ =	18	22	26	29	32	35	40	44	46	50	54	60
(C) l = 2·d; l ₁ =	22	26	30	33	36	40	46	47	51	55	59	63

Remachado de cabeza embutida

$$l_2 \text{ min.} = b + 0,5 \text{ mm.}$$



$$L = l + l_1$$

d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
d ₁	11	13	15	17	19	21	23	25	28	31	34	37
b	2,3	3,3	4,3	5,9	7,2	9,1	10	11,3	12,2	13,9	15,1	16,9
l = d; l ₁ =	6	8	8	10	12	12	14	16	17	20	21	22
l = 2·d; l ₁ =	8	10	12	13	16	18	18	20	21	23	24	25
l = 3·d; l ₁ =	12	14	16	17	21	22	24	25	26	27	27	28
α	75°	75°	75°	75°	75°	60°	60°	60°	60°	45°	45°	45°

ESPESORES A REMACHAR

El diámetro de los remaches se escoge normalmente, según sea el espesor de la chapa más delgada de la unión.

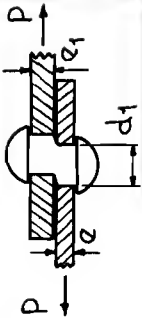
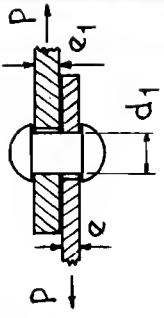
Espesor de la chapa más delgada de la unión en mm.	Diámetro del agujero en mm.
3 - 5	8,5
4 - 7	11
5 - 8	13
6 - 9	15
7 - 10	17
8 - 11	19
9 - 12	21
10 - 13	23
12 - 17	25
18 - 20	28
21 - 25	31

Deberá también cumplir la condición de que los espesores de las chapas o perfiles unidos por el remache, sea menor de $4 \cdot d$ para remaches de diámetro inferior a 17 mm., y no exceda de $5 \cdot d$ en los diámetros mayores. Estos espesores son los siguientes según el diámetro de los remaches :

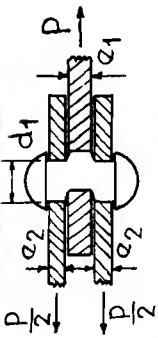
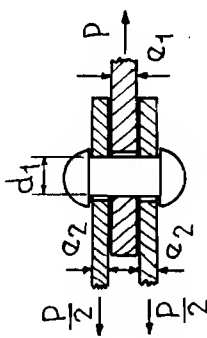
Diámetro del agujero en mm.	Espesores máximos unidos en mm.
11	40
13	45
15	55
17	75
19	90
21	100
23	110
25	120

CALCULO DE LOS REMACHES

Por las tablas que vienen a continuación se pueden calcular los remaches según el tipo de unión, y el espesor de la chapa más delgada.

CÁLCULO DE REMACHES					
Tipo de unión ("d ₁ " y "e" en cm)	Modo de actuar	Fórmula de cálculo ("d ₁ " y "e" en cm)	Diámetro del agujero rem- =d ₁ mm.	Espesor mín. de unión e mm.	Resisten- cia de 1 remache Kg.
<p>Cálculo a esfuerzo cortante por ser e > 0,393 · d₁</p> <p>Unión simple</p>		$T = \frac{d_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot 1200$	11 13 15 17 19 21 23	5 6 6 7 8 9 10	1140 1592 2120 2723 3402 4156 4985
		$T = d_1 \cdot e \cdot 2400$	11 13 15 17 19 21 23	3 4 3 4 5 3 4 5 4 5 6 5 6 7 8 9	792 1056 936 1248 1560 1080 1440 1800 1632 2040 2448 2280 2736 3192 3024 3528 4032 3864 4416 4968
<p>Cálculo a esfuerzo de compresión contra las paredes por ser e ≤ 0,393 · d₁</p>					

CALCULO DE REMACHES

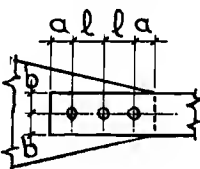
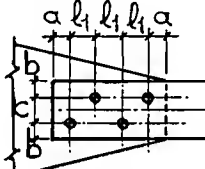
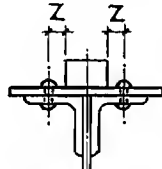

Tipo de unión ("d ₁ " y "e" en cm)	Modo de actuar	Fórmula de cálculo ("d ₁ " y "e" en cm)	Diámetro agujero remache =d ₁ mm.	Espesor mínimo unión e mm.	Resisten cia de remache Kg.
Unión doble	 <p>Cálculo a esfuerzo cortante por ser $e > 0,785 \cdot d_1$</p>	$T = 2 \cdot \frac{d_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot 1200$ <p>e= el menor e₁ ó 2·e₂</p>	<p>11 13 15 17 19 21 23</p>	<p>9 11 12 14 16 17 19</p>	<p>2280 3185 4241 5447 6804 8312 9971</p>
Unión simple	 <p>Cálculo a esfuerzo de compresión contra las paredes por ser $e \leq 0,785 \cdot d_1$</p>	$T = d_1 \cdot e \cdot 2400$ <p>e = el menor de los dos valores e₁ ó 2·e₂</p>	<p>15 17 19 21 23</p>	<p>9 10 11 11 12 13 13 14 15</p>	<p>3240 3600 3960 4488 4896 5304 5928 6384 6840 7056 7560 8064 8832 9384 9936</p>

DISPOSICION DE LOS REMACHES

Los remaches se pondrán según las disposiciones de la siguiente tabla, para evitar la debilitación de los perfiles o chapas que unen (para las alas de los perfiles ver tablas del Capítulo I).

TABLA 18

DISTANCIAS l, a, b, z, y en MM.												
Ø aguj. d ₁	Paso "l" del remache.			Distancia "a" borde de chapa			Distancia "b" al borde de la chapa			Dist. "z"	Dist. "y"	Ø aguj. d ₁
	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.	mini.	mini.	
11	30	35	60	20	25	30	15	20	30	14	11	11
13	35	40	70	20	30	35	15	25	35	16	12	13
15	40	50	80	25	30	40	20	30	40	18	14	15
17	45	60	90	25	35	45	20	35	45	19	16	17
19	50	75	100	30	35	50	25	40	50	20	18	19
21	55	80	110	30	45	55	25	40	55	22	20	21
23	60	90	120	35	45	60	30	45	60	24	21	23

Fig. 1				Fig. 1 y 2			Fig. 1 y 2			Fig. 3	F. 4
											
Fig. 1				Fig. 2			Fig. 3			Fig. 4	

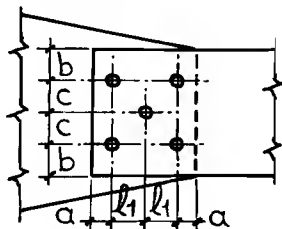
DISTANCIA l, EN MM. PARA C = 15 a 100 MM.												
Fig. 2												
Distancia C	Ø aguj. 11			Ø aguj. 13			Ø aguj. 15			Ø aguj. 17		
	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.	min.	nor.	max.
15	25	30	80	30	40	100	35	45	110	40	50	120
20	20	30	75	25	40	100	30	45	110	40	50	120
25	15	25	75	25	35	95	30	40	100	35	45	115
30			75	15	30	95	20	35	100	35	45	115
35			70		25	90		30	95	30	40	115
40			70		20	90		25	95	20	35	115
45			65			85			90	30	110	125
50			60			85			90	20	110	125
55			55			80			85		105	125
60			50			75			80		100	125
65			45			70			75		95	125
70			35			65			70		90	125
75						60			65		85	125
80						55			60		85	125
85						45			50		80	125
90						35			40		70	125
95											65	125
100												125

CALCULO DE UNIONES REMACHADAS

- a) Cálculo de los remaches necesarios en una unión sometida a tracción o compresión (carga estática). Fig. 187.

Tipo de unión = unión simple. Espesor de cada chapa 10 mm. Esfuerzo a resistir 16800 Kg. Tres filas de remaches $C = 50$ mm. (el valor C vale también para más de dos filas).

Fig. 187



Según el espesor de las tablas le corresponde remache de diámetro de agujero 19 mm.

Resistencia de un remache de agujero 19 mm. con chapa de 10 mm. (esfuerzo cortante) = 3402 Kg.

$$\text{Número de remaches} = \frac{16800}{3402} \approx 5$$

Distancia normal "a" según tablas = 35 mm.

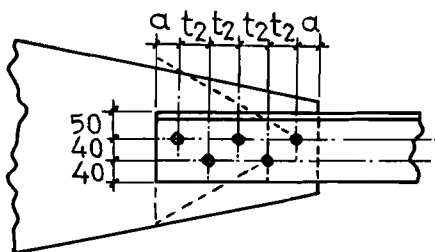
Distancia máxima "b" según tablas = 50 mm.

Paso l_1 normal según tablas = 35 mm.

- b) Cálculo de los remaches necesarios en una unión sometida a carga alternativa (DIN 120). Figura 188.

Tipo de unión = unión simple. Espesor de la chapa 12 mm. Angular perfil de 130·130·12. Esfuerzo de compresión 15740 Kg. Esfuerzo de tracción 17000 Kg. Dos filas de remaches (ver tablas capítulo I).

Fig. 188



(Las cartelas deberán tener la sección necesaria al final del angular, para resistir el esfuerzo a que está solicitado éste. Con 60°)

Según el espesor de la chapa y del perfil le corresponde de diámetro de agujero 23 mm.

Resistencia de un remache de agujero de 23 mm. con chapa de 12 mm. (esfuerzo cortante) = 4985 Kg.

$$\text{Número de remaches} = (1 + 0,3 \cdot \frac{P_{\min}}{P_{\max}}) \cdot \frac{P_{\max}}{4985} = (1 + 0,3 \cdot \frac{15740}{17000}) \cdot \frac{17000}{4985} \approx 5$$

P_{\max} = Fuerza máxima de la unión (tracción o compresión según el caso).

P_{\min} = Fuerza mínima de la unión (tracción o compresión según el caso).

Distancia t_2 según la tabla del capítulo I = 64 mm.

Distancia normal "a" según tablas = 45 mm.

CALCULO DE LOS REMACHES EN VIGAS ARMADAS

El diámetro de los remaches se coge según el espesor de las piezas a unir.

Para calcular el paso de los remaches que unen los angulares y el alma se utilizarán las fórmulas siguientes:

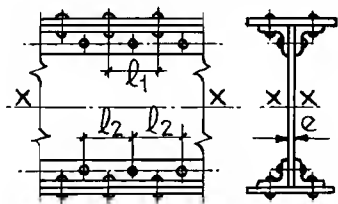


Fig. 189

Si trabajan a compresión contra las paredes

$$l_2 \leq \frac{d_2 \cdot e \cdot 2400}{Q} \cdot \frac{I_x}{Me}$$

si trabajan a cortadura será

$$l_2 \leq \frac{2 \cdot d_2^2 \cdot \pi \cdot 1200}{4 \cdot Q} \cdot \frac{I_x}{Me}$$

Para calcular el paso de los remaches que unen los angulares con la platabanda del ala se utilizará la fórmula siguiente:

$$l_1 \leq \frac{2 \cdot d_1^2 \cdot \pi \cdot 1200}{4 \cdot Q} \cdot \frac{I_x}{Me'}$$

I_x = Momento de inercia de la viga en cm⁴. (sin descuento de agujeros).

Q = Esfuerzo cortante en Kg.

e = Espesor del alma en cm.

d_1 = Diámetro del agujero del remache del ala en cm.

d_2 = Diámetro del agujero del remache en el alma en cm.

Me = Momento estático de dos angulares y una platabanda en cm³. (sin descuento de agujeros).

Me' = Momento estático de una platabanda en cm³. (sin descuento de agujeros).

l_1 y l_2 = paso de los remaches en cm.

El paso que se calcula con las fórmulas anteriores es en los extremos de la viga, en donde el esfuerzo cortante tiene su máximo valor. El paso se puede ir aumentando por este motivo, hacia el centro de la viga, pero sin exceder de $8 \cdot d_2$. El paso mínimo es de $2,5 \cdot d_2$.

Los remaches del ala alternan con los del alma, y si el paso l_2 es muy pequeño se puede tomar entonces $l_1 = 2 \cdot l_2$.

Para calcular el paso de los remaches, en vigas I normales y de ala ancha, se cogerá la misma fórmula de unión de las platabandas con los angulares, en las vigas armadas.

CALCULO DEL CUBREJUNTAS DEL ALMA

Los cubrejuntas deberán resistir el momento flector y esfuerzo cortante, del sitio de la viga en donde estén colocados.

Para que los cubrejuntas tengan igual momento de inercia que

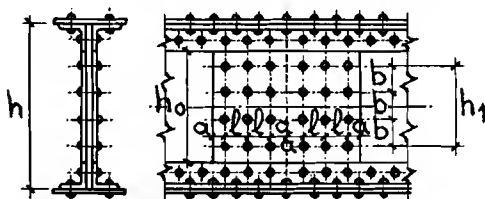
el alma, se calculará su espesor por la fórmula siguiente:

$$e_1 = \frac{e}{2} \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^3$$

h = Altura del alma en cm. h_0 = Altura del cubrejunta en cm. e = Espesor del alma en cm. e_1 = Espesor de un cubrejunta en cm. (El espesor de los cubrejuntas no deberá ser inferior a 8 mm).

A continuación se puede ver como se pondrán los cubrejuntas del alma de la viga, y la disposición de sus remaches (Fig. 190).

d_2 = Diámetro del agujero del remache en el alma en cm.



$$a = 2 \cdot d_2$$

$$l = 3 \text{ a } 4 \cdot d_2$$

$$b = 3 \text{ a } 5 \cdot d_2$$

Fig. 190

Con miras a que trabajen mejor los remaches, se aumentará la separación b de los remaches en el eje de la viga, y, se disminuirá a medida que se alejen.

De filas de remaches verticales a cada lado de la unión, suelen ponerse de 2 a 4 (la del dibujo tiene 3).

a). Tensión de trabajo que hay por el momento flector en los remaches más alejados del eje neutro (que son los que más trabajan), trabajando a compresión contra las paredes (hay que tener esto en cuenta para el diámetro de los remaches).

$$T_f = f \cdot \frac{1}{d_2 \cdot e} \cdot \frac{M_{f\text{alma}}}{h_1}$$

D a t o s :

$$M_{f\text{alma}} = M_{f\text{unión}} \cdot \frac{I_{\text{alma}}}{I_{\text{unión}}}$$

e = Espesor del alma de la viga - en cm.

$M_{f\text{unión}}$ = Momento flector de la viga en la unión del alma en kg.cm.

$I_{\text{unión}}$ = Momento de inercia de la viga descontando los agujeros, en la unión del alma en cm⁴.

I_{alma} = Momento de inercia del alma de la viga descontando los agujeros, en la zona comprendida entre los cubrejuntas (h_0) en cm⁴.

h_1 = Separación entre los remaches más alejados en cm.

d_2 = Diámetro del agujero del remache del alma en cm.

TABLA 19

Coefficiente "r" según el número de filas y remaches a un lado de la cubrejunta.

Nº de remaches verticales	Una fila de remaches - verticales.	Dos filas de remaches ver- ticales.	Tres filas de remaches ver- ticales.	Cuatro fi- las de re- maches ver- ticales.
2	1,000	0,500	0,3333	0,2500
3	1,000	0,500	0,3333	0,2500
4	0,900	0,450	0,3000	0,2250
5	0,800	0,400	0,2667	0,2000
6	0,714	0,357	0,2380	0,1785
7	0,643	0,322	0,2143	0,1608
8	0,583	0,292	0,1943	0,1458
9	0,533	0,267	0,1777	0,1332
10	0,491	0,246	0,1637	0,1228
11	0,455	0,228	0,1517	0,1138
12	0,423	0,212	0,1410	0,1058
13	0,396	0,198	0,1320	0,0990
14	0,371	0,186	0,1237	0,0928
15	0,350	0,175	0,1167	0,0875
16	0,331	0,166	0,1103	0,0828
17	0,314	0,157	0,1047	0,0785
18	0,298	0,149	0,0993	0,0745
19	0,284	0,142	0,0947	0,0710
20	0,271	0,136	0,0903	0,0678

- b). Tensión de trabajo que hay por el esfuerzo cortante en los remaches, trabajando a compresión contra las paredes (se tendrá esto en cuenta para el diámetro de los remaches).

$$T_{cor} = \frac{V}{e \cdot d_2}$$

D a t o s:

$$V = \frac{Q}{z \cdot n}$$

Q = Esfuerzo cortante de la viga en la unión del alma en Kg.

z = Número de filas verticales de remaches a un lado de la cubrejunta.

n = Número de remaches en cada fila.

d₂ = Diámetro del agujero del remache del alma en cm.

e = Espesor del alma de la viga en cm.

- c). Tensión de trabajo total que hay por el momento flector y el esfuerzo cortante en los remaches.

$$T_{trab} = \sqrt{T_f^2 + T_{cor}^2} \leq 2400$$

CALCULO DE LOS CUBREJUNTAS DEL ANGULAR Y DE LA PLATABANDA

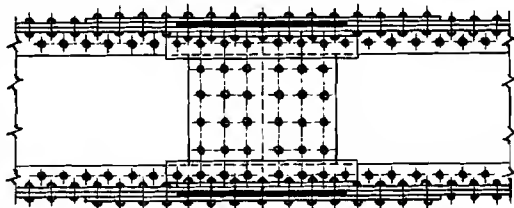
En las vigas largas habrá que hacer un empalme en toda su sec

ción, ya que los perfiles laminados tienen una longitud máxima determinada. En este caso además de tener que poner una cubrejunta en el alma, se tendrán que poner también otras en los angulares y en las platabandas (Figs. 191 y 192).

Fig. 191



Fig. 192



Para repartir mejor los esfuerzos de los remaches, se le pondrá un forro (zona negra) en la parte central. De esta manera los remaches que están donde el forro, transmitirán los esfuerzos de los angulares y los otros los de la platabanda.

La longitud de los cubrejuntas viene determinada por el número de remaches necesarios para transmitir el esfuerzo.

El cubrejuntas del angular, será otro angular que tenga su misma sección, o uno igual.

El cubrejuntas de la platabanda será otra chapa de igual sección.

El número de remaches necesarios para cada lado del cubrejuntas, se calcula por la siguiente fórmula:

$$\text{A cortadura } n = \frac{S_n}{\frac{\pi \cdot d_1^2}{4}}$$

$$\text{A compresión } n = \frac{S_n}{d_1 \cdot e}$$

D a t o s :

S_n = Sección del angular o platabanda descontando los agujeros de los remaches en cm^2 .

d_1 = Diámetro del agujero del remache en cm.

e = Espesor menor de la unión en cm.

CALCULO DE PRESILLAS REMACHADAS

(Figuras 193 y 194)

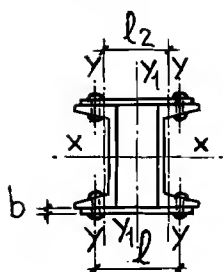
Los momentos y esfuerzos se pondrán en Kg., y los espesores y cotas en cm. P = carga o cargas verticales en Kg. Las presillas llevarán tres remaches en cada lado. d_1 = Diámetro del agujero del remache en cm.

$$\text{Esfuerzo de la carga } P_1 = \frac{(\omega_x \cdot P)}{80}$$

$(\omega_x = \omega_{y, \text{ideal}}, \text{ver pág. 88})$

$$\text{Esfuerzo de empuje en cada presilla } P_2 = \frac{P_1 \cdot l_1}{2 \cdot l_2}$$

Fig. 193



$$\text{Momento flector } M_f = P_2 \cdot \frac{l_1}{2}$$

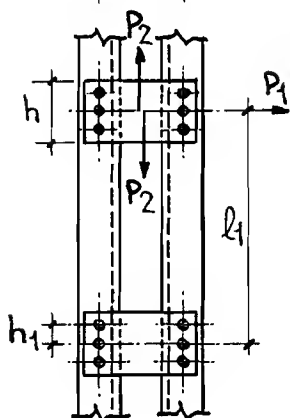
Momento resistente de cada presilla =

$$R_p = \frac{\frac{b \cdot h^3}{12} - \left[\left(\frac{b \cdot d^3}{12} + b \cdot d_1 \cdot h_1^2 \right) \cdot 2 + \left(\frac{b \cdot d_1^3}{12} \right) \right]}{\frac{h}{2}}$$

Tensión de trabajo de la presilla

$$T_{\text{trab}} = \frac{M_f}{R_p} \leq T_{\text{adm}}$$

Fig. 194

Remaches

$$\text{Sección de un agujero } S = \frac{d_1^2 \cdot \pi}{4}$$

Sección de aplastamiento de un agujero

$$S_1 = d_1 \cdot b$$

Esfuerzos máximos que actúan en los remaches.

$$P_{\text{cor}} = \frac{P_2}{3} ; \quad P_f = \frac{M_f}{h_1 \cdot 2}$$

Carga resultante:

$$P_r = \sqrt{P_{\text{cor}}^2 + P_f^2}$$

Tensión de trabajo en los remaches:

$$T_{\text{cor}} = \frac{P_r}{S} \leq 1200 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad T_c = \frac{P_r}{S_1} \leq 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

UNIONES ATORNILLADAS

Las uniones atornilladas son muy útiles para facilitar la unión en el montaje de piezas, que por sus dimensiones tienen que ir en varios trozos. También se usan en otros casos para obtener más comodidad y rapidez en el montaje.

En la disposición de las uniones atornilladas solo cambiará con respecto a las remachadas, el paso que será de 3,5 a 4 · d para poder emplear la llave.

Las fórmulas de cálculo serán las siguientes:

Tipo de unión	Fórmula
Unión simple	Cálculo a esfuerzo cortante. $e > 0,493 \cdot d$ $T = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 800$
	Cálculo a esfuerzo de compresión contra las paredes $e \leq 0,493 \cdot d$ $T = d \cdot e \cdot 1800$

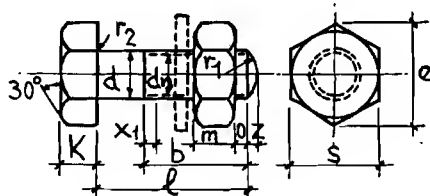
Unión doble

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cálculo a esfuerzo cortante} \\ e > 0,983 \cdot d \end{array} \right. \quad T = 2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 800$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cálculo a esfuerzo de compresión contra las paredes} \\ e \leq 0,983 \cdot d \end{array} \right. \quad T = d \cdot e \cdot 1800$$

La interpretación de "e" será igual que la de los remaches.

A continuación se pueden ver las tablas de los tornillos de rosca métrica, y Whitworth (tabla 20 y 21).



Tornillos hexagonales no ajustados con rosca Métrica

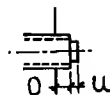
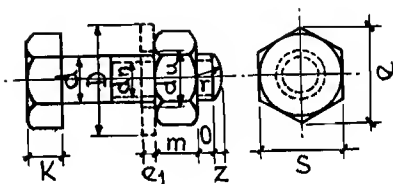
TABLA 20

d, dn, K, r1, r2, x1, O, z, m, S, e en mm. y d', dn en cm2.																
d	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M
dn	637	805	972	134	167	187	201	231	254	284	308	338	361	391	415	
K	5,5	8	10	15	18	20	22	24	27	30	33	36	39	42	45	48
r1	0,5	0,5	0,5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
r2	3	3,5	4	5	6	6	7	7	8	8	10	10	11	11	12	12
x1	1	1,7	2	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5	5	5	5
O	1,5	1,7	2	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5	5	5	5
z	6,5	8	9,5	13	16	17	18	20	22	25	28	30	32	35	38	38
m	14	17	19	24	30	32	36	41	46	50	55	60	65	70	75	75
e	162	196	219	277	346	369	416	473	531	577	635	693	750	808	865	865
d'	0,50	0,78	1,13	2,01	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	8,55	10,1	11,9	13,8	15,9	18,1	18,1
dn	0,31	0,50	0,74	1,41	2,20	2,76	3,17	4,19	5,09	6,36	7,45	8,97	10,2	12,0	13,5	13,5

Longitud de rosca en mm.																
b=	18	20	22	28	32	35	38	40	45	50	55	60	65	-	-	-
l=	15	15	20	30	30	40	40	60	80	80	100	100	120	-	-	-
b=	22	25	28	35	40	45	50	55	60	65	70	75	85	85	85	85
l=	55	55	65	80	80	100	100	110	130	140	150	150	150	150	150	150
b=	-	-	-	40	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	110

nillos y tuercas de rosca Whitworth con arandelas.

TABLA 21



Punta de los tornillos de
2 1/4" a 4"

Tornillo							Sección		Tuercas exago.			Arandela		
ϕ pulg. ingl.	d_n mm	d mm	K mm	r mm	O mm	z mm	espi- ga cm2.	nucleo cm2.	m mm	s mm	e mm	d_u mm	D mm	e1 mm
1/4	4,72	6,35	5	5	1	1,2	0,31	0,17	5,5	11	12,7	7	14	1,5
5/16	6,13	7,94	6	6	1	1,5	0,49	0,29	6,5	14	16,2	9	18	2
3/8	7,49	9,53	7	8	2	1,5	0,71	0,44	8	17	19,6	11	22	2,5
1/2	9,99	12,7	9	10	2	2,3	1,27	0,78	11	22	25,4	14	28	3
5/8	12,92	15,9	11	15	3	2,3	1,98	1,31	13	27	31,2	17,5	34	3
3/4	15,80	19,1	13	18	3	3	2,85	1,96	16	32	36,9	21	40	4
7/8	18,61	22,2	16	20	3	3,4	3,88	2,72	18	36	41,6	24	45	4
1	21,33	25,4	18	22	4	4	5,07	3,57	20	41	47,3	27	52	5
1 1/8	23,93	28,6	20	25	4	4,5	6,41	4,50	22	46	53,1	31	58	5
1 1/4	27,10	31,8	22	30	4	5	7,91	5,77	25	50	57,7	34	62	5
1 3/8	29,50	34,9	24	30	5	5,5	9,58	6,84	28	55	63,5	37	68	6
1 1/2	32,68	38,1	27	35	5	6	11,3	8,39	30	60	69,3	40	75	6
1 5/8	37,79	41,3	29	40	5	6	13,4	9,5	32	65	75	44	80	7
1 3/4	37,95	44,5	32	40	5	7	15,5	11,3	35	70	80,8	47	85	7
1 7/8	40,40	47,6	34	45	5	7	17,8	12,8	38	75	86,5	50	92	8
2	43,57	50,8	36	45	5	8	20,3	14,9	40	80	92,4	54	98	8
2 1/4	49,02	57	40	-	6	8	25,6	18,9	45	85	98	60	105	9
2 1/2	55,37	64	45	-	6	8	31,6	24,1	50	95	110	66	120	9
2 3/4	60,56	72	48	-	6	8	38,3	28,8	55	105	121	75	130	10
3	66,91	76	52	-	6	8	45,6	35,2	60	110	127	80	135	10
3 1/4	72,54	85	58	-	7	8	53,5	41,3	65	120	139	88	150	12
3 1/2	78,89	90	62	-	7	10	62,0	48,9	70	130	150	92	160	12
3 3/4	84,41	95	65	-	7	10	71,2	55,9	75	135	156	98	165	12
4	90,76	100	70	-	7	10	81,0	64,7	80	145	167	105	185	14

REPRESENTACION DE LOS REMACHES EN LOS PLANOS DIN-407

En dibujos de taller, hasta la escala 1:5 es suficiente tomar para los signos convencionales el tamaño de los diámetros de los agujeros; a escala menor se tomará el diámetro de la cabeza.

Diámetro del remache en bruto mm.			10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
Diámetro del agujero mm.			11	13	15	17	19	21	23	25	28	31	34	37
Signos para	Cabezas redondas en ambos lados													
	Cabezas avellanadas	cabeza superior embutida												
		cabeza inferior embutida												
		ambas cabezas embutidas												
	remachar en el montaje													
	taladrar en el montaje													

REPRESENTACION DE LOS TORNILLOS EN LOS PLANOS DIN-407

En dibujos de taller, hasta la escala 1:5 es suficiente tomar para los signos convencionales el tamaño de los diámetros de los agujeros; a escala menor se tomará el diámetro de la cabeza.

Diámetro de la rosca mm.			M 10	M 12	M 14	M 16	M 18	M 20	M 22	M 24	M 27	M 30	M 33	M 36
Diámetro del agujero mm.			11	13	15	17	19	21	23	25	28	31	34	37
Signos para	Tornillos con agujero de paso normal													
	Tornillos con otros agujeros de paso		Círculo acotado para diámetro de agujero p.e.											
	Agujeros roscados		Doble círculo acotado p.e.											
	Tornillos con cabeza avellanada		Avellanado por arriba p.e.						Avellanado por abajo p.e.					
	Atornillar en el montaje													
	Taladrar en el montaje													

7 NAVES INDUSTRIALES

CORREAS DE CUBIERTA

Se llaman correas de cubierta, a las vigas en que se apoya la chapa de uralita u otro tipo de techumbre, y que a su vez apoyan sobre las cerchas (Figura 195).

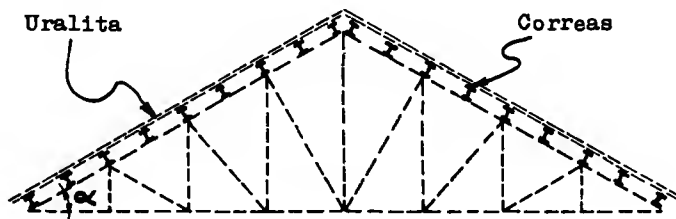


Fig. 195.

Estas vigas tienen que sostener el peso de la uralita, de la nieve (ver página 208) y del viento.

Como se puede ver por el dibujo anterior, el apoyo de las correas es sobre un plano inclinado, y por lo tanto tienden a flexar también en el sentido de la inclinación (Figura 196).

$$P_2 = P \cdot \cos \alpha$$

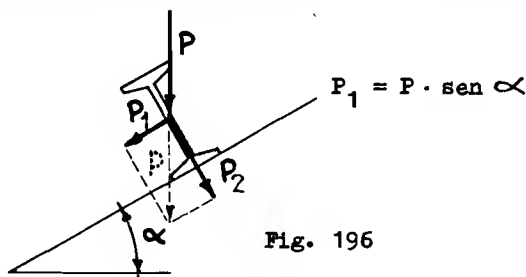


Fig. 196

$$P_1 = P \cdot \sin \alpha$$

P = peso de la uralita u otro tipo de techumbre + peso propio de la viga + peso de la nieve.

A la fuerza P_2 se le sumará además el esfuerzo del viento que será el siguiente (ver página 223).

$$V = (1,2 \cdot \sin \alpha - 0,4) \cdot x$$

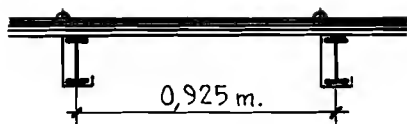
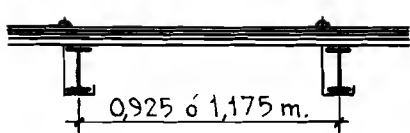
Las correas se calcularán como vigas continuas, con carga uniformemente repartida (ver Capítulo II).

En las naves de mucha longitud, habrá que prever una junta de dilatación para las correas. Esta junta de dilatación se pone normalmente a cada 40 metros, y consiste en colocar dos cerchas con muy poca separación, y entre ellas las correas se interrumpen unos 3 cm.

A continuación se dan el peso propio por m^2 . de dos tipos - principales de techumbres, para poder hacer con estos datos el cálculo de las correas.

Tejado de plancha de Uralita,
sobre correas de acero.

Tejado de chapa ondulada galbanizada,
sobre correas de acero.



m2. de plancha de uralita de 2,00 x 0,96 m. incluido solapes, etc. 17 Kg
 Ganchos, etc. 1 "
 Correas, perfiles I 8 a I 12 separadas 925 mm. entre ejes. 10 "

Peso por m2. 28 Kg.

m2. de chapa ondulada de 2,00 x 0,81 m. y de 1 a 1,5 mm de espesor incluido solapes, etc. 13 Kg
 Ganchos, etc. 1 "
 Correas, perfiles I 8 a I 14 separadas 925 mm. a ejes 11 "

Peso por m2. 25 Kg

Como las longitudes comerciales de las I son de 10 a 12 metros se harán varias uniones para conseguir formar la longitud total necesaria. Para poder unir las sin cubrejuntas habrá que empalmarlas a 45°, y en el sitio donde el momento flector es cero (Fig. 197).



Fig. 197

Apoyos de correas sobre cerchas

En las uniones soldadas se pondrá un cordón por cada lado de la correa, con el espesor máximo que permita la unión (Fig. 198).

Cordón de soldadura (para facilitar el montaje se colocará aquí una pletina)

Cordón de soldadura

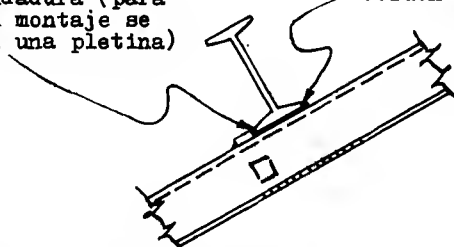


Fig. 198

En las uniones remachadas se pondrá un casquillo de angular, según la tabla 22.

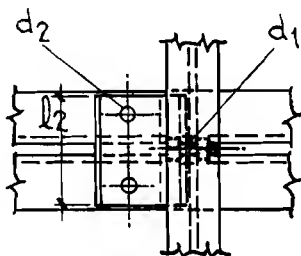
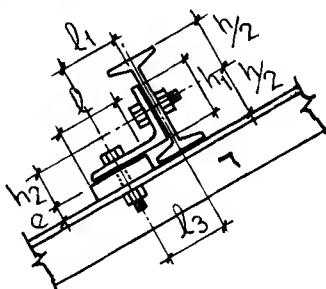


TABLA 22

Perfil	Dimensiones en mm.						Tornillos		
I PN.	Angular	h_1	h_2	l	l_1	l_3	d_1 mm.	Torni. ϕ	Long. mm.
8	80·80·8	50	28	60	51	53	14	1/2"	30
10	90·90·9	60	35	65	57	59,5	17	5/8"	35
12	100·100·10	70	42	70	65	68,5	20	3/4"	35
14	110·110·10	90	50	75	73	76	20	3/4"	35
16	110·110·10	90	60	70	75	78,5	20	3/4"	40
18	120·120·11	100	70	70	80	83,5	20	3/4"	40
20	120·120·11	120	75	70	85	89	20	3/4"	40

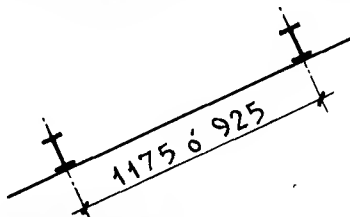
Las dimensiones de l_2 y d_2 se ajustarán a los angulares de la cercha de apoyo.

Dimensiones y disposición de las chapas de Uralita.

Hay dos dimensiones de placas de uralita, y según sea una u otra habrá que dejar a una separación fija las correas.

La grande "GRANONDA" tiene 2,5 · 0,95 metros, y para ésta se tendrán que dejar las correas entre ejes a ≤ 1175 mm. (Fig. 199).

Fig. 199



La pequeña "CANALETA" tiene 2 · 1,14 metros, y se dejarán entre ejes de correas a ≤ 925 mm.

Estas separaciones entre las correas son necesarias para el buen aprovechamiento de las placas de uralita, y, también para conseguir que solape una sobre otra lo suficiente, para que no entre el agua.

La fijación de las placas de uralita a las correas, se llevará a cabo por medio de unos ganchos especiales, que se adaptan a la correa.

Para el vértice de la cubierta habrá dos tipos de caballetes, según el que se escoja, así habrá que colocar de separadas las dos primeras correas. (Figs. 200 y 201).

Fig. 200

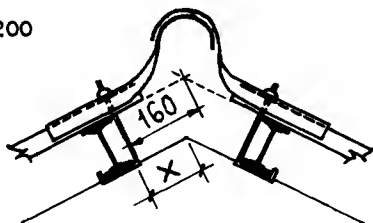


Fig. 201



La cota "x" variará según sea mayor o menor el perfil de la Correa, por lo tanto se hallará posteriormente. En el otro caso se puede dejar 3 cm. de separación, entre las alas inferiores de las correas.

Ejemplo de cálculo de las correas de una cubierta. (Figs. 202 y 203).

SECCION

$T_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$.

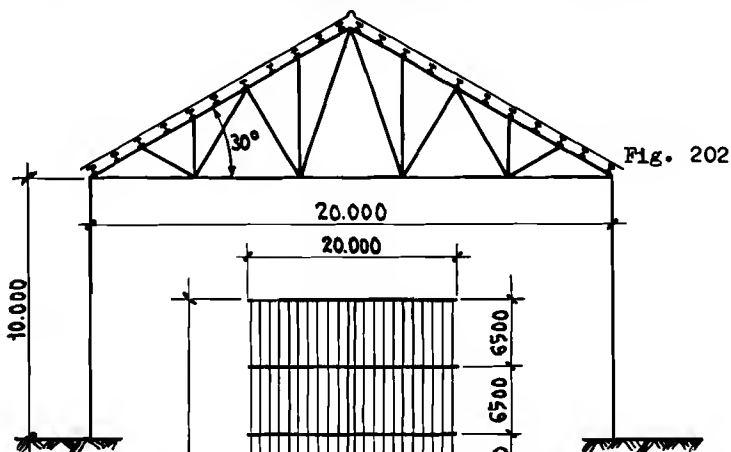


Fig. 202

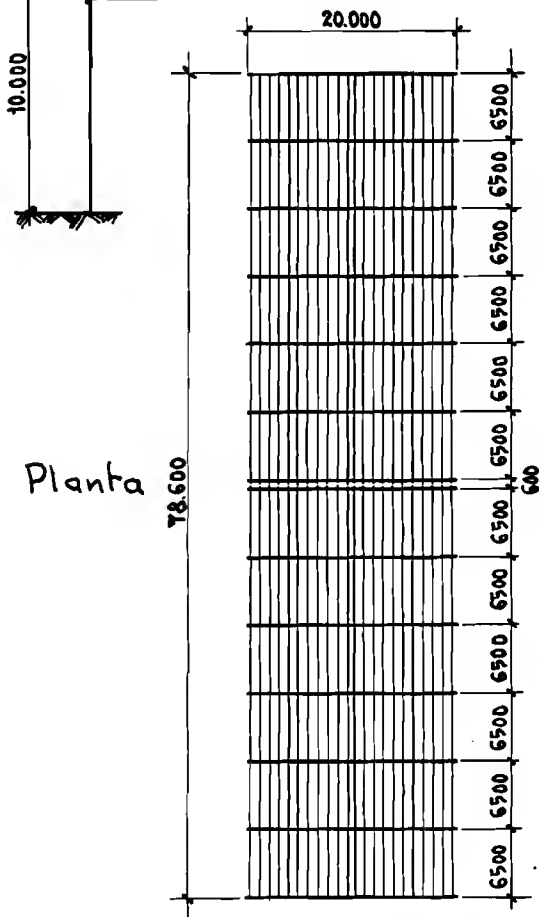
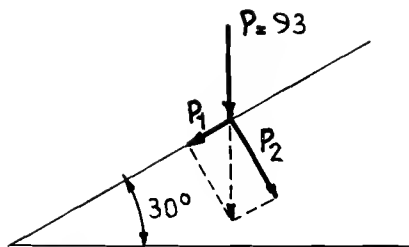


Fig. 203

Planta

Peso propio de las correas, uralita y ganchos =	28	Kg/m ² .
Peso propio de la nieve (ver página 208) =	65	"
Total peso . .	93	Kg/m ² .

Fig. 204



$$P_1 = P \cdot \sin 30^\circ = 93 \cdot 0,5 = 46,5 \text{ Kg. por m2.}$$

$$P_2 = P \cdot \cos 30^\circ = 93 \cdot 0,86603 = 80,5 \text{ Kg. por m2.}$$

$$V = (1,2 \cdot \sin 30^\circ - 0,4) \cdot x = (1,2 \cdot 0,5 - 0,4) \cdot 80 = 16 \text{ Kg. por m2.}$$

El peso total en el sentido de la fuerza P_2 será el siguiente:

$$80,5 + 16 = 96,5 \text{ Kg/m2.}$$

Distancia entre correas $\approx 1,155$ metros. Peso que tiene que soportar la correa por metro lineal.

$$1,155 \cdot 96,5 \approx 112 \text{ Kg/m.} = 1,12 \text{ Kg/cm.}$$

Cálculo de la correa a flexión en el sentido de la fuerza P_2 (ver página 43).

$$M_f = 0,0865 \cdot q \cdot l^2 = 0,0865 \cdot 1,12 \cdot 650^2 = 40933 \text{ Kg.cm.}$$

$$R_x = \frac{40933}{1200} = 34,1 \text{ cm}^3.$$

Se pondrá una I PN 10 que tiene 34,2 cm³. de momento resistente.

El momento en los soportes extremos será el siguiente:

$$M_f = 0,1058 \cdot 1,12 \cdot 650^2 = 50064 \text{ Kg.cm.} \quad R_x = \frac{50064}{1200} = 41,7 \text{ cm}^3.$$

Por lo tanto se reforzarán las correas en los apoyos de los extremos, poniéndoles unas platabandas soldadas al alma, que den un momento resistente de $41,7 - 34,2 = 7,5 \text{ cm}^3$. Así pues pondremos dos platabandas de 75·4 mm. que darán:

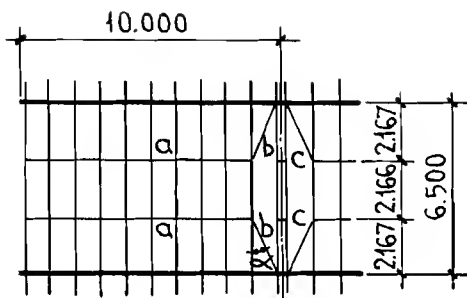
$$R_x = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot 2 = \frac{0,4 \cdot 7,5^2}{6} \cdot 2 = 7,5 \text{ cm}^3.$$



La longitud del refuerzo será de 0,1·l por cada lado del soporte, o sea 0,2·l en total. Los cordones de soldadura serán los máximos que permita la unión.

La flexión en el sentido de la fuerza P_1 habrá que anularla - por medio de unas pletinas, que se soldarán por encima de las correas, (fig. 205).

Fig. 205



Cálculo de pletinas

a).- $2,17 \cdot 11,6 \cdot 46,5 = 1170 \text{ Kg. se pondrá } \neq 25 \cdot 4 \text{ mm.}$

b).- $\frac{1170}{\sin \alpha} = \frac{1170}{0,48} = 2437 \text{ Kg. se pondrá } \neq 40 \cdot 5 \text{ mm.}$

c).- Las pletinas "c" se pondrán como la "a", ya que si se calculan saldrían muy pequeñas.

Flecha

La flecha en los tramos centrales de las correas será: (ver - página 43);

$$f_2 = 1,34 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{1}{100}\right)^4}{I} = 1,34 \cdot \frac{0,112 \cdot 6,5^4}{171} = 1,55 \text{ cm.}$$

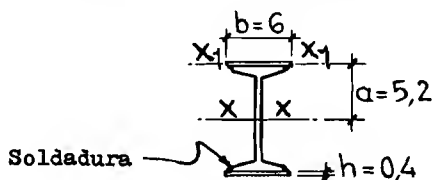
La flecha en los tramos extremos de las correas será:

$$f_1 = 3,05 \cdot \frac{\left(\frac{q}{10}\right) \cdot \left(\frac{1}{100}\right)^4}{I} = 3,05 \cdot \frac{0,112 \cdot 6,5^4}{171} = 3,55 \text{ cm.}$$

La flecha admisible es: $\frac{650}{300} = 2,16 \text{ cm.}$

Por lo tanto las correas de los extremos no valen, y se tendrían que poner todas las correas de I PN 12. Para ahorrar material - podremos solucionarlo, reforzando solo los tramos extremos, en una longitud desde el soporte exterior de $0,7884 \cdot l = 5125 \text{ mm.}$ El refuerzo consistirá en dos pletinas de $60 \cdot 4 \text{ mm.}$ soldadas a las alas de las correas, que nos dará un momento de inercia de (fig. 206).

Fig. 206



$$I_x = \left[I_{x1} + (b \cdot h \cdot a^2) \right] \cdot 2 = \left[\frac{6 \cdot 0,4^3}{12} + (6 \cdot 0,4 \cdot 5,2^2) \right] \cdot 2 = 129 \text{ cm}^4.$$

Ahora con este refuerzo tendremos una flecha de:

$$3,05 \cdot \frac{0,112 \cdot 6,5^4}{171 + 129} = 2,0 \text{ cm. luego vale}$$

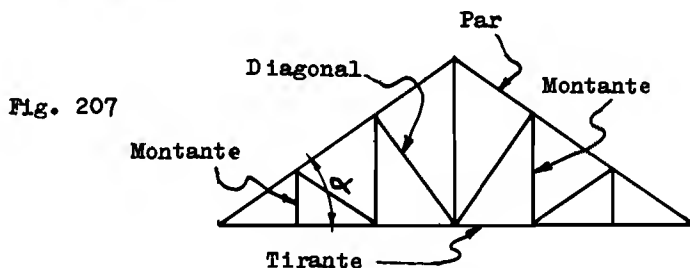
Como es una viga continua habrá que comprobar si resiste la tensión transversal, para ello miraremos en el apoyo de máximo esfuerzo cortante que no tenga refuerzo.

$$T_{\text{tran}} = \frac{0,509 \cdot 1,12 \cdot 650}{8,5 \cdot 0,45} = 96,8 \text{ Kg/cm}^2.$$

El esfuerzo que sale es mucho menor del admisible, por lo tanto se puede dar por bueno el perfil.

C E R C H A S

Las cerchas son la parte principal de las cubiertas. Sobre ellas se apoyan las correas y transmiten los esfuerzos de éstas, a los soportes (Fig. 207).



Hay muchos tipos diferentes de cerchas, y según sus triangulaciones así podrán ser para mayor o menor luz. Para el cálculo se empleará el diagrama de CREMONA, que queda ya explicado la forma de hacerlo en la página 72. Para que las cerchas sean estáticamente determinadas, y por lo tanto se puedan calcular por el diagrama, es imprescindible que se cumpla la siguiente fórmula:

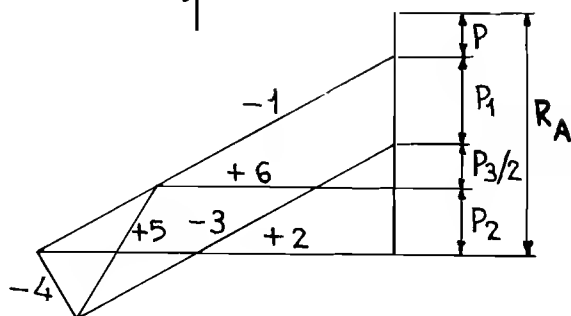
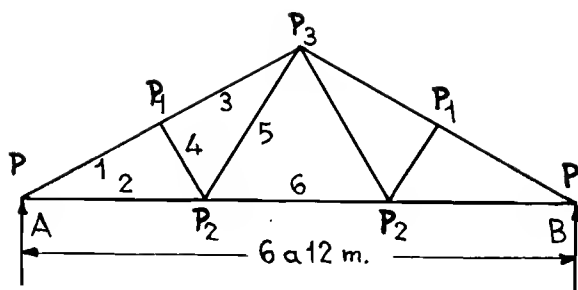
$$N \cdot 2 = B + 3$$

N = número de nudos

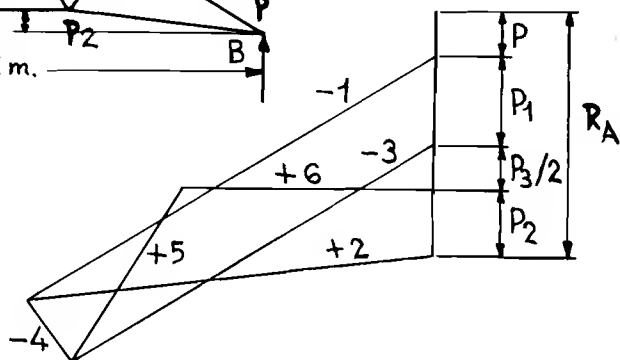
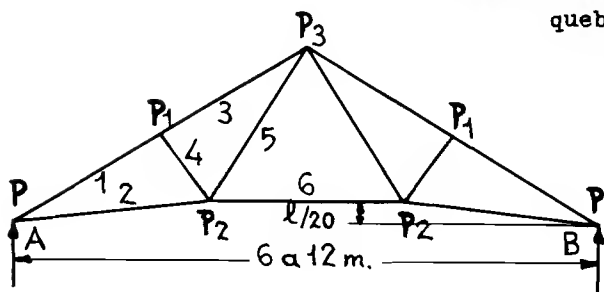
B = número de barras

Se hace observar nuevamente que con el método de CREMONA, se suponen los nudos articulados aunque en la realidad no es así, ya que están soldados o remachados normalmente. Esto es admisible dado que la longitud y esbeltez de las barras, es lo suficiente para que puedan doblarse según pida la deformación.

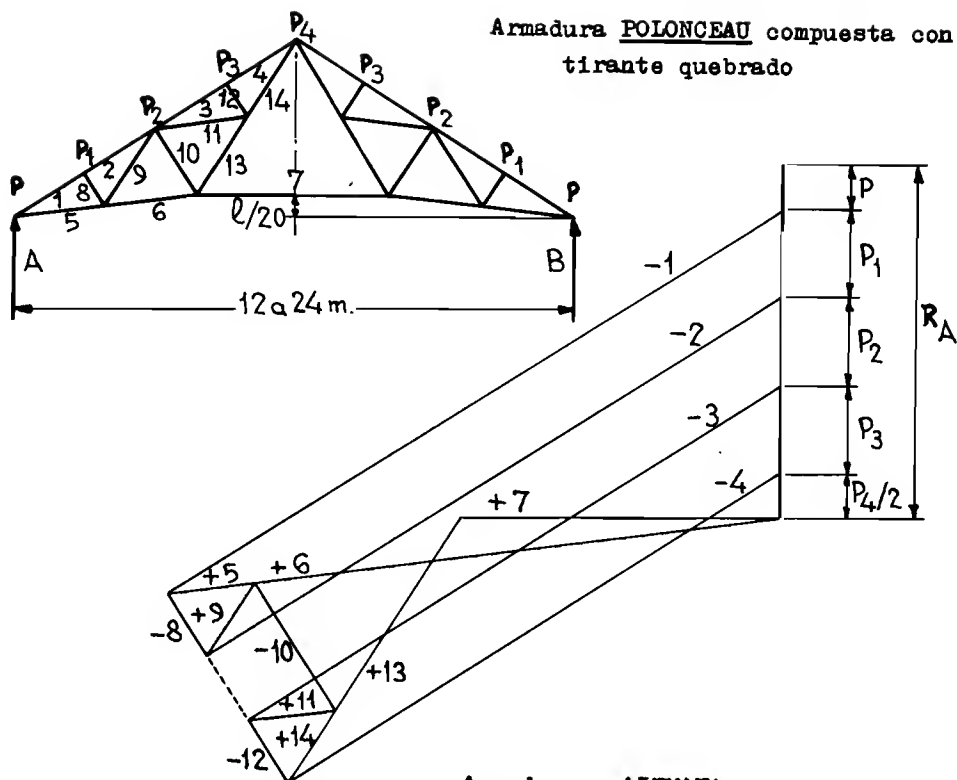
Además del grupo de las cerchas del tipo de la figura 207, hay otras que trabajan unidas con JACENAS para formar la cubierta (cubiertas de diente de sierra). A continuación se puedan ver diferentes tipos de cerchas con sus CREMONAS correspondientes (Compresión -; Trac



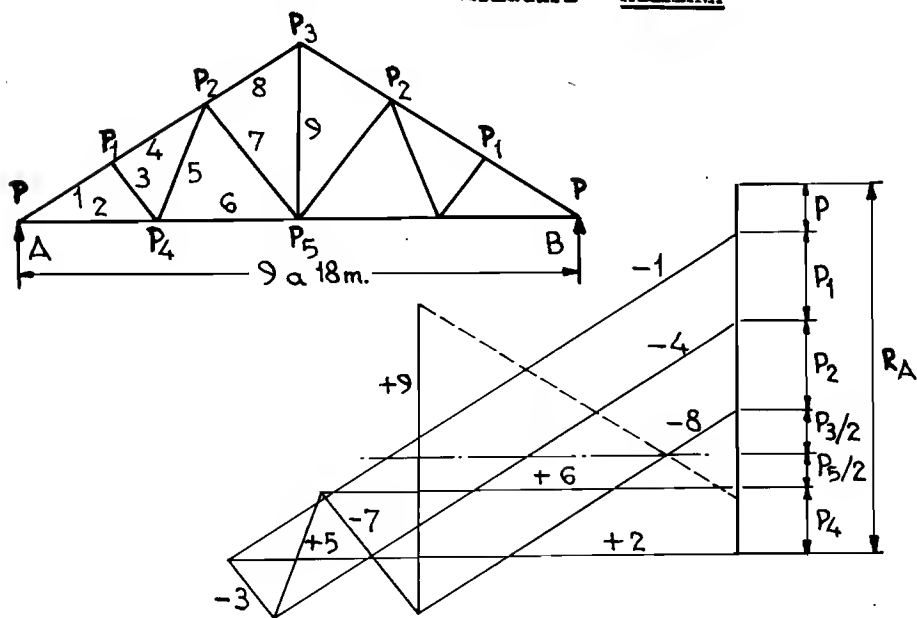
Armadura POLONCEAU con tirante quebrado

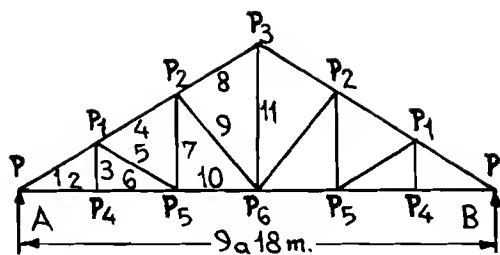


Armadura POLONCEAU compuesta con
tirante quebrado

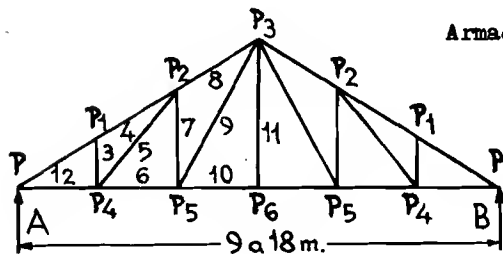
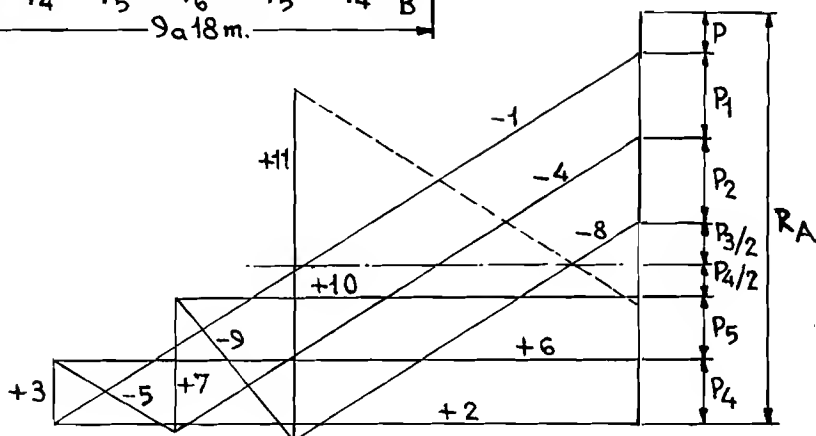


Armadura ALEMANA

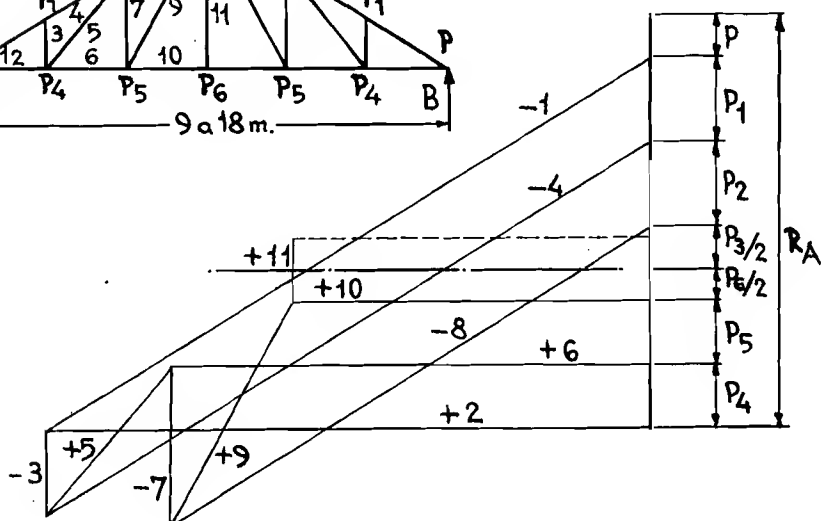


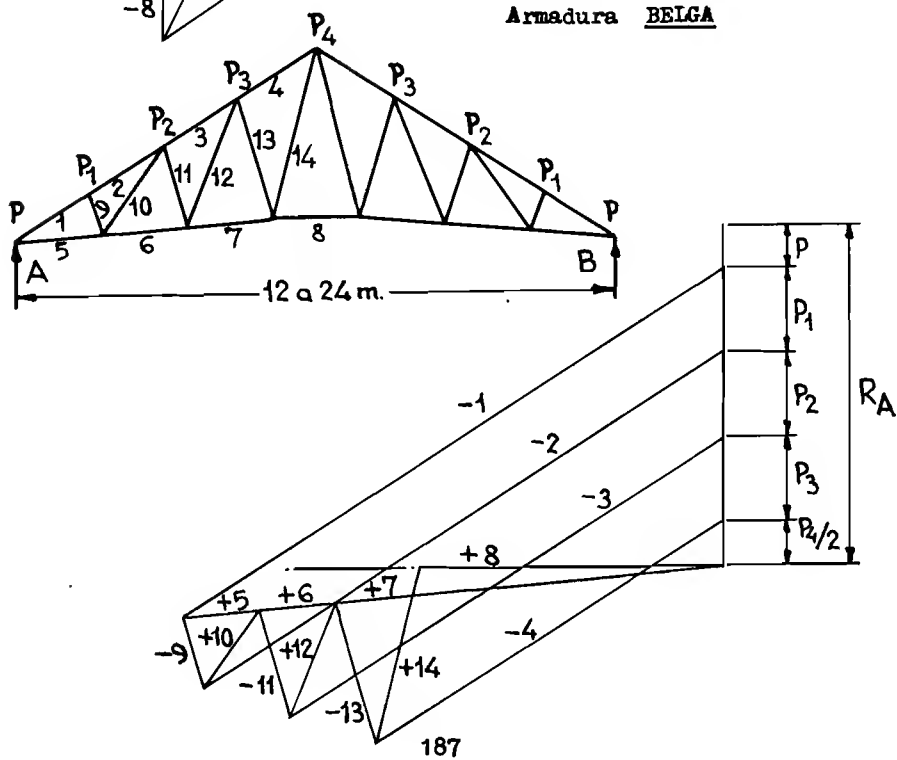
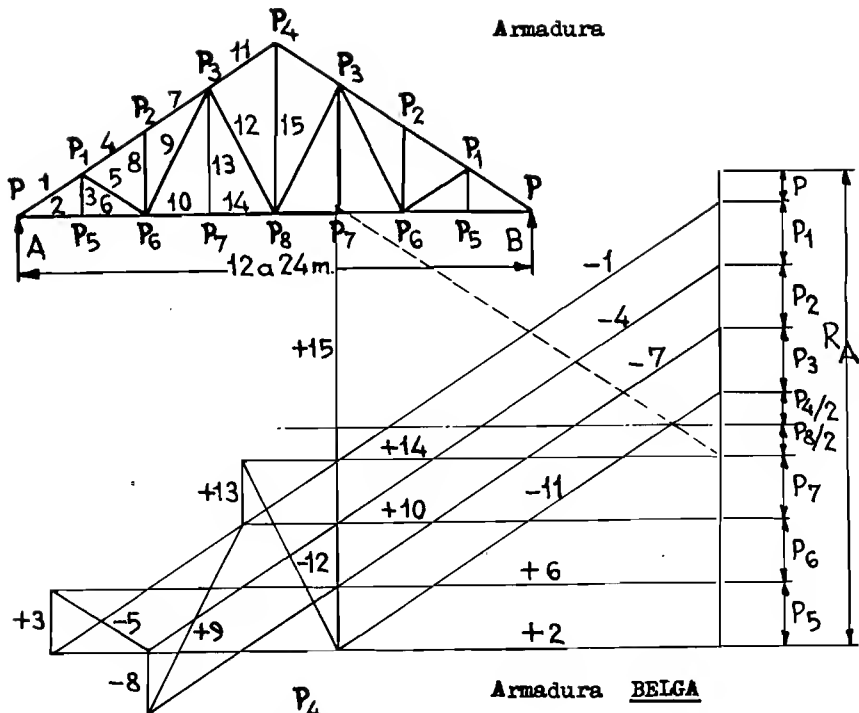


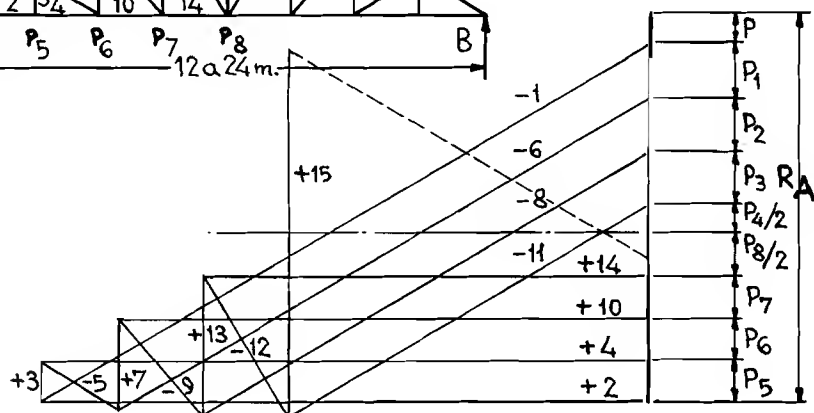
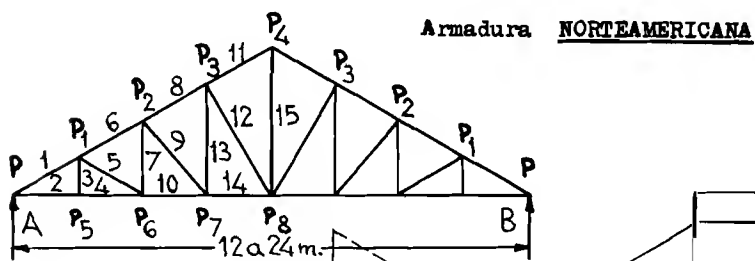
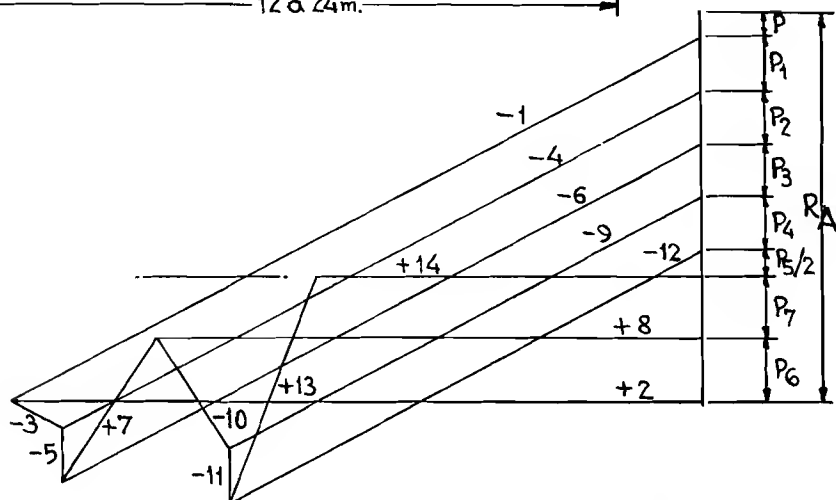
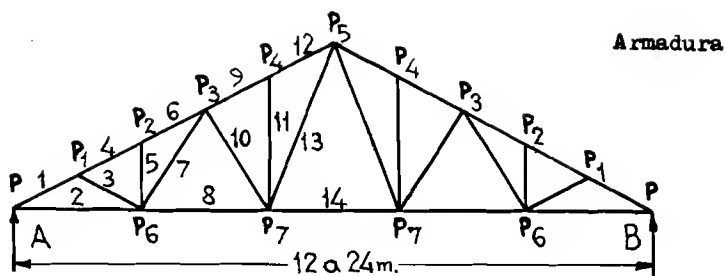
Armadura NORTEAMERICANA



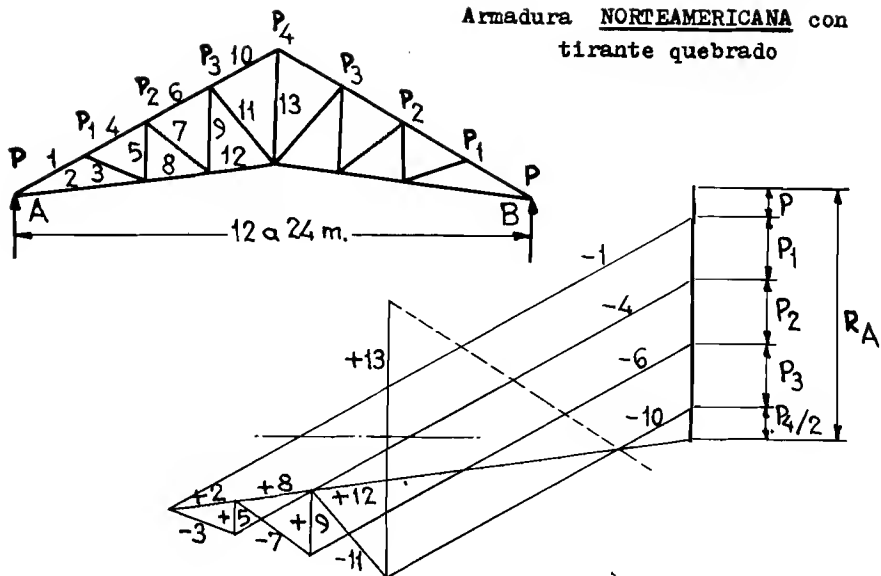
Armadura INGLESA



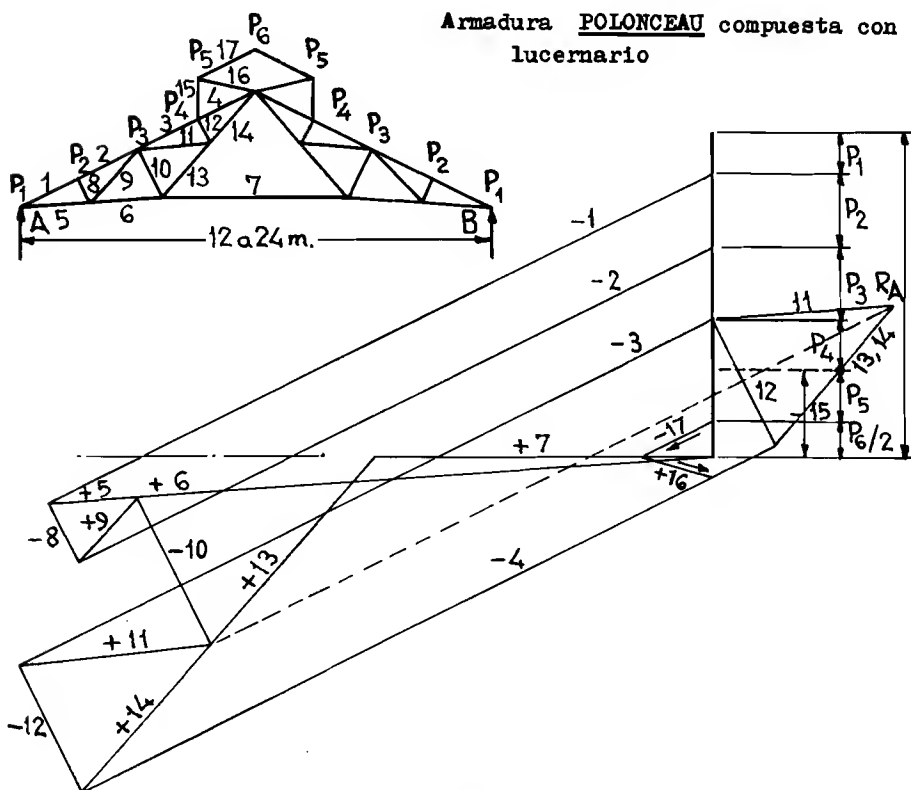


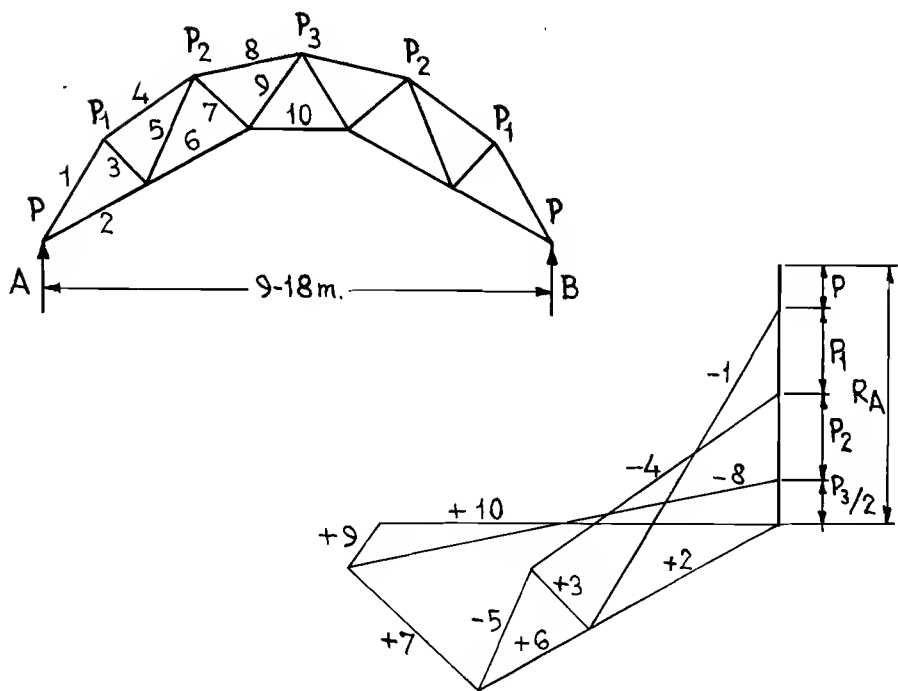
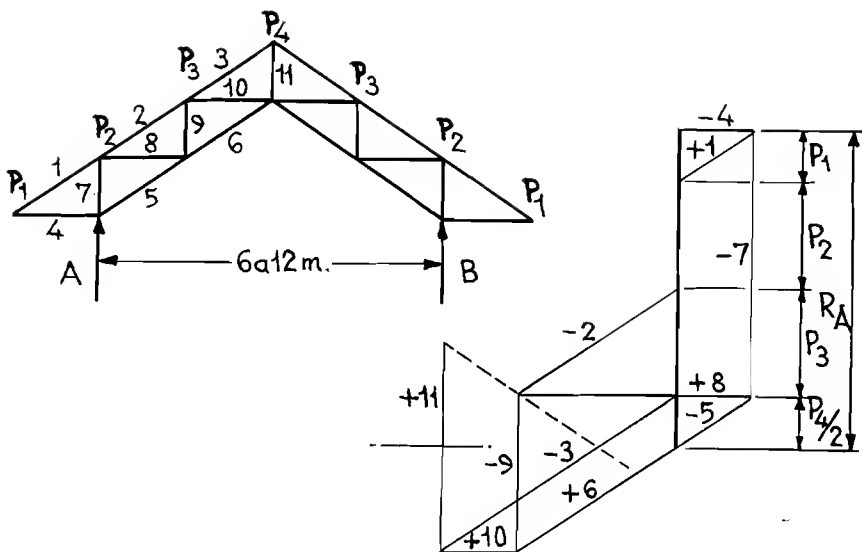


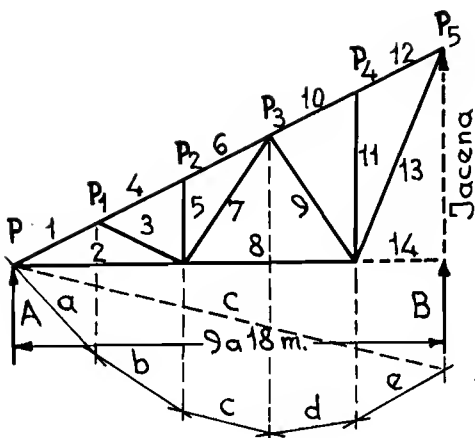
Armadura NORTEAMERICANA con
tirante quebrado



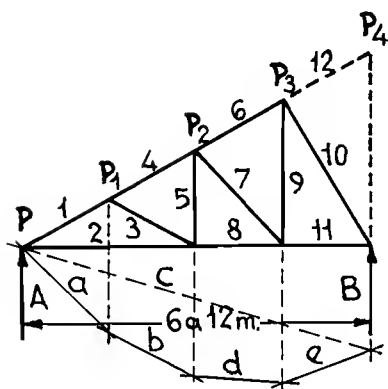
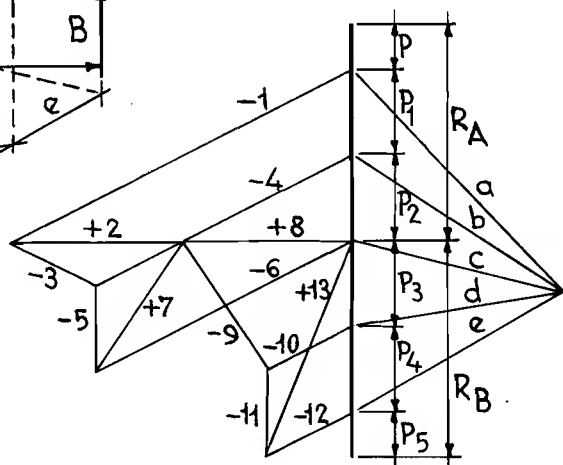
Armadura POLONCEAU compuesta con
lucernario



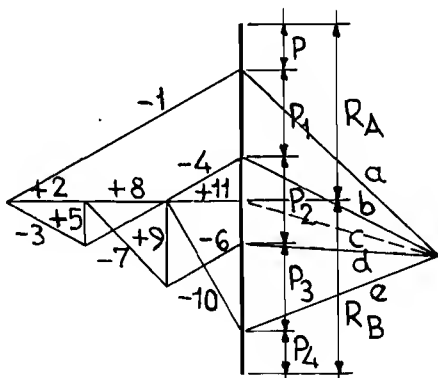


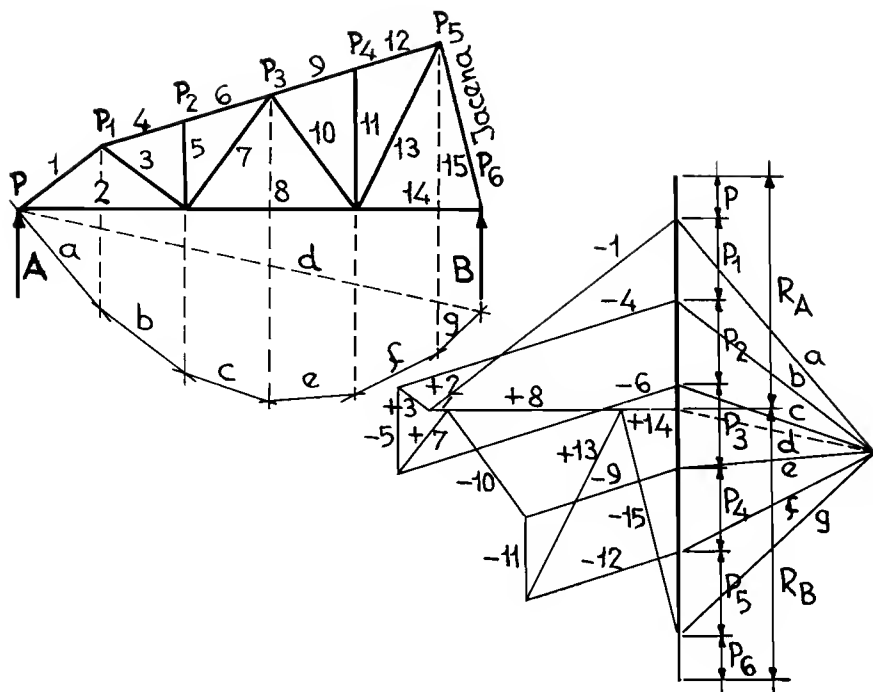


La barra 14 no trabaja, pero por razones constructivas se pondrá igual que la 2 y 8.



La barra 12 no trabaja, pero por razones constructivas se pondrá igual que la 1, 4 y 6.

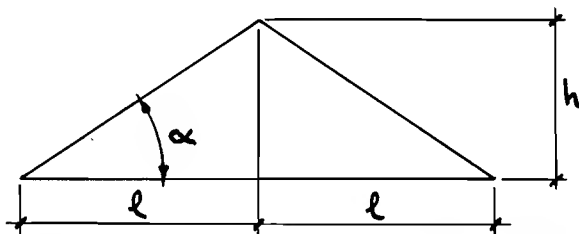




Angulo de inclinación

El ángulo de inclinación de las cerchas, se proyectará según el tipo de techumbre (Fig. 208).

Fig. 208



A continuación se dan las inclinaciones normales en las cerchas, para diferentes tipos de techumbre.

<u>Tipo de techumbre</u>	<u>Angulo α</u>	<u>$h : l$</u>
Placas de Uralita y chapa ondulada	18 a 33°	1:3 a 1:1,5
Pizarra	26 a 33°	1:2 a 1:1,5
Teja Marsellesa o plana. .	18 a 33°	1:3 a 1:1,5
Teja Arabe, Romana o Flamenca	33 a 45°	1:1,5 a 1:1

F l e c h a

Al armar las cerchas se les dará una contraflecha, que sea igual a la luz dividida por 500. A los nudos entre el centro y los apoyos se les irá dando la contraflecha necesaria, para que formen una parabola (ver tabla de la página 80). También habrá que darles la contraflecha correspondiente a los nudos del par.

Peso propio

También en el cálculo de las cerchas hay que tener en cuenta su peso propio, por lo tanto para evitar el tener que hacer dos veces el cálculo se le pondrá un valor aproximado. Este valor es 15 Kg. por metro cuadrado de cubierta, y se sumará a los esfuerzos que transmiten las correas en los nudos (Se comprobarán los pesos reales).

Esbeltez

Las barras interiores de las cerchas tendrán una esbeltez no superior a 200. El par podrá llegar a tener una esbeltez de 250.

Presillas

En las barras sometidas a compresión se pondrán presillas repartidas a igual distancia, con una separación igual o menor de 50 veces el radio de giro mínimo de un perfil. A las barras traccionadas de mucha longitud, se les pondrá también alguna presilla para darles mayor rigidez (una o dos).

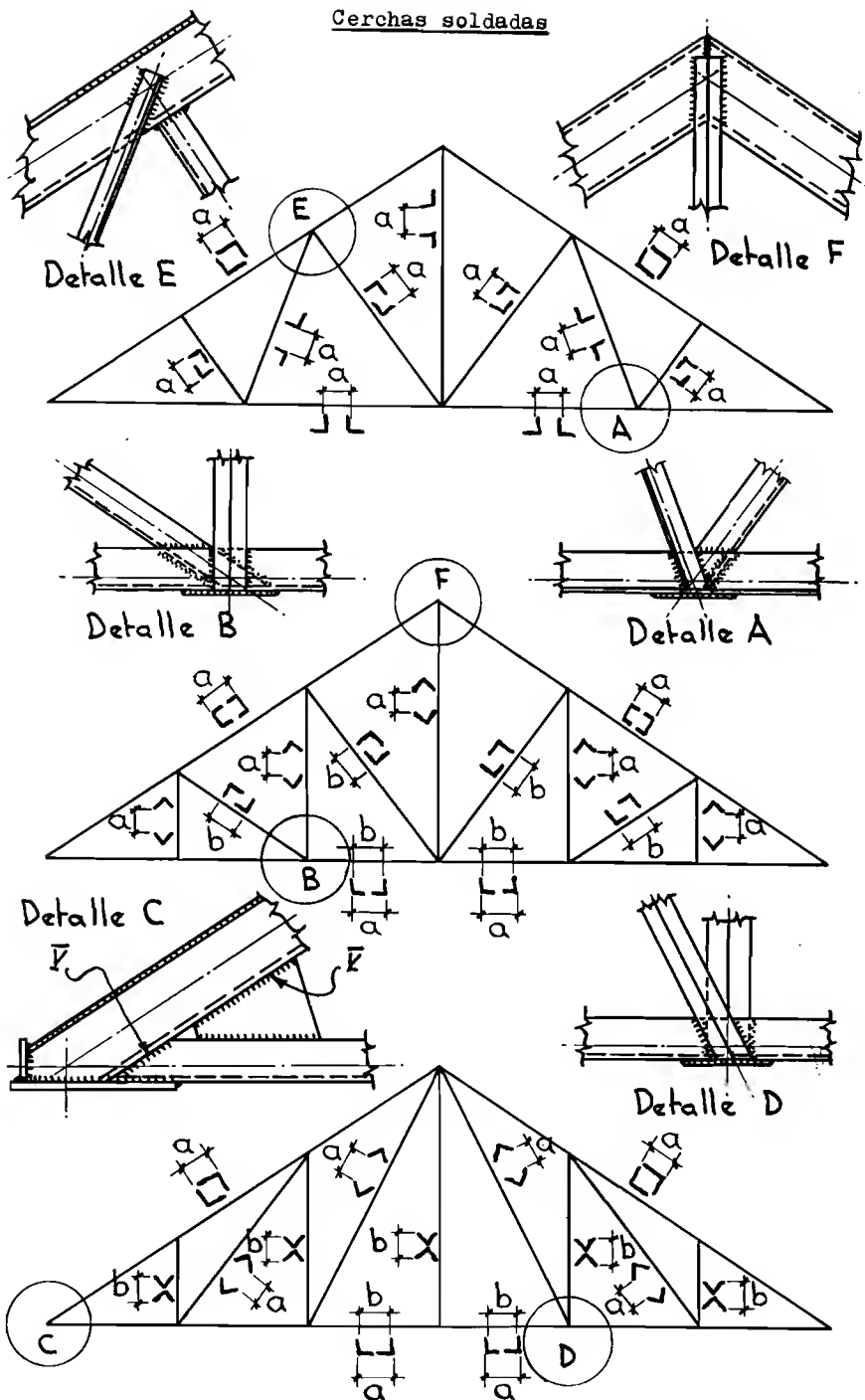
Flexión del par

Sobre el par apoyan casi siempre de una a dos correas entre los nudos, por lo cual trabaja también a flexión. Para su cálculo se deberán hallar las tensiones de trabajo a compresión y a flexión, y su suma no deberá ser superior a la tensión de trabajo admisible.

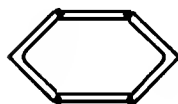
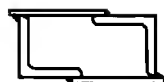
Disposición de los perfiles

A continuación se pueden ver diferentes disposiciones de cerchas soldadas y remachadas.

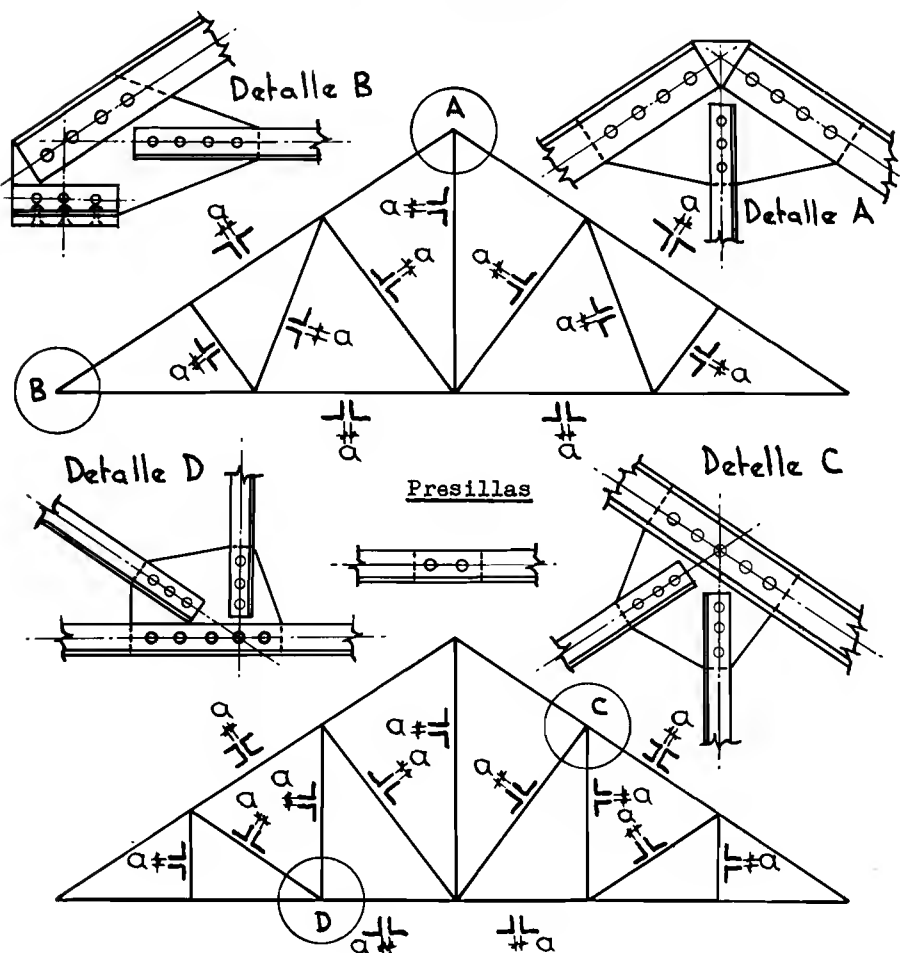
Cerchas soldadas



Presillas soldadas



Cerchas remachadas



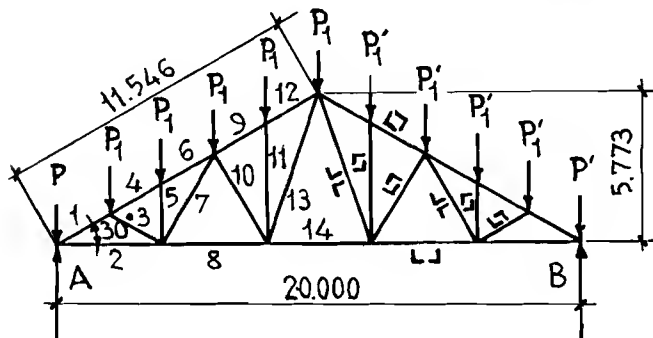
Ejemplo de cálculo de una cercha (la del ejemplo anterior del cálculo de las correas).

D a t o s

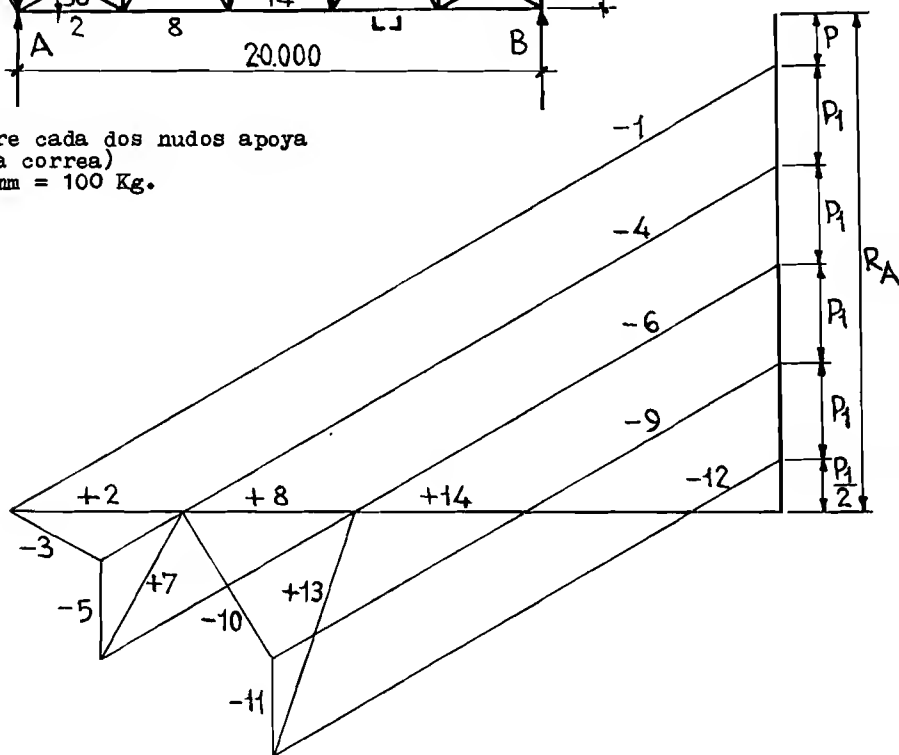
Peso del m². de cubierta por techumbre, nieve y viento = 93 + 16 Kg. -
 Separación entre cerchas = 6,5 m. Peso propio de la cercha, por m². -
 de cubierta = 15 Kg. Separación entre los nudos = 2,309 m. $T_{adm} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$.

$$P = \frac{2,309}{2} \cdot (93 + 16 + 15) \cdot 6,5 = 931 \text{ Kg.}$$

$$P_1 = 2,309 \cdot (93 + 16 + 15) \cdot 6,5 = 1861 \text{ Kg.}$$



(Entre cada dos nudos apoya otra correa)
 1 mm = 100 Kg.



Del Cremona se sacará el esfuerzo a que está sometida cada barra, y se anotará en el cuadro 4, junto con la luz y el tipo de tensión. A continuación se hallará el tipo de perfil adecuado, sacándolo de las tablas (desde página 209).

Al par se le tendrá que aumentar el esfuerzo de flexión que hay, por el apoyo de la correa en el centro de cada dos nudos.

Las barras 4, 6, 9 y 12 serán del mismo perfil que la 1 por razones constructivas, y la 8 y 14 serán por el mismo motivo como la 2.

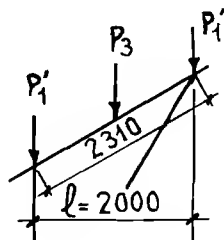
Cuadro 4

Barra N°	Luz m.	Tensión	Esfuerzo Kg.	2 \angle Perfil (ver esquema)
1	2,31	Compresión	16.800	70-70-9 Sin flexión
2	4,00	Tracción	14.600	50-50-7
3	2,31	Compresión	1.950	40-40-4
4	2,31	Compresión	14.850	Como n° 1
5	2,30	Compresión	1.861	40-40-4
6	2,31	Compresión	14.850	Como n° 1
7	4,00	Tracción	3.250	35-35-4
8	4,00	Tracción	11.350	Como n° 2
9	2,31	Compresión	11.150	Como n° 1
10	4,00	Compresión	3.250	60-60-6
11	4,60	Compresión	1.861	60-60-6
12	2,31	Compresión	11.150	Como n° 1
13	6,00	Tracción	4.900	35-35-4
14	4,00	Tracción	8.100	Como n° 2

Para la disposición de los angulares de las barras 3, 5, 10 y 11 se podrá coger los valores de la tabla de la página 219. El perfil mínimo admisible será de \angle 35-35-4, por lo tanto las barras 13 y 7 se pondrán de este perfil. Las barras que por la longitud o el esfuerzo no se encuentren en las tablas, se calcularán con las normas ya dadas.

Cálculo del par

En el par como queda dicho anteriormente hay que calcularlo a compresión y a flexión, porque apoya una correa entre cada dos nudos.



$$P_3 = \frac{P_1}{2} = 931 \text{ Kg.}$$

$$M_f = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{931 \cdot 200}{8} = 23275 \text{ Kg.cm.}$$

Se probará con el angular de 80-80-10.
Tensión de trabajo a flexión =

$$\frac{M_f}{R_x} = \frac{23275}{68,3} = 340 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\lambda = \frac{l}{1_x} = \frac{231}{3,03} = 76$$

$$\omega = 1,49$$

$$\text{Tensión de trabajo a compresión} = \frac{16800 \cdot 1,49}{30,2} = 828 \text{ Kg/cm}^2.$$

La suma de las dos tensiones no deberá ser superior a la tensión admisible = 1200 Kg/cm².

$$340 + 828 = 1168 \text{ Kg/cm}^2. < 1200 \text{ Kg/cm}^2., \text{ luego vale.}$$

Barras Números 3 y 5

Se probará con dos angulares de 40-40-4 con disposición L7

$$i_{x1} = 1,52 \text{ ver página 18. } \lambda = \frac{L}{i_{x1}} = \frac{231}{1,52} = 152 \quad \omega = 3,9$$

$$\text{Tensión de trabajo} = \frac{1950 \cdot 3,9}{6,16} = 1234 \text{ Kg/cm}^2. \approx 1200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Barra nº 10

Se comprobará con dos angulares de 60-60-6 con disposición L7

$$i_{x1} = 2,29 \text{ ver página 219. } \lambda = \frac{L}{i_{x1}} = \frac{400}{2,29} = 175 \quad \omega = 5,17$$

$$\text{Tensión de trabajo} = \frac{3250 \cdot 5,17}{13,82} = 1215 \text{ Kg/cm}^2. \approx 1200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Barra nº 11

Se comprobará con dos angulares de 60-60-6 con disposición L7

$$i_{x1} = 2,29 \text{ ver página 219. } \lambda = \frac{L}{i_{x1}} = \frac{460}{2,29} = 200 \quad \omega = 6,75$$

$$\text{Tensión de trabajo} = \frac{1861 \cdot 6,75}{13,82} = 908 \text{ Kg/cm}^2., \text{ luego vale.}$$

pues no se podrá coger otro perfil menor por la esbeltez.

J A C E N A S

La misión de las jácenas en las cubiertas de diente de sierra es hacer de lucernario y soportar el apoyo de las cerchas sobre ella. Por lo tanto la carga sobre los nudos, será la de la cercha que apoye en él, y el peso propio de la jácena.

A continuación se dibuja un módulo de una cubierta de diente de sierra (figuras 209 a 211).

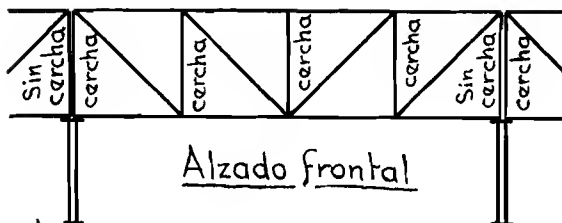
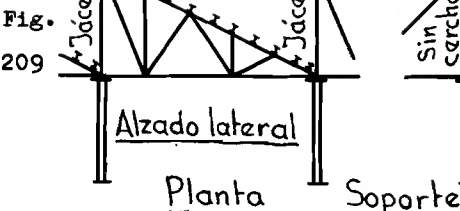


Fig. 210

Para el cálculo se empleará el diagrama de CREMONA, que queda ya explicada la forma de hacerlo en la página 72.

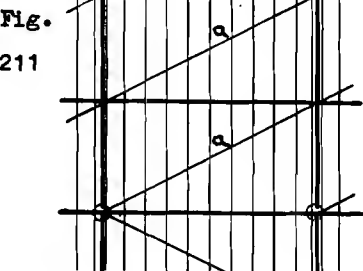
Para que las jácenas sean estáticamente determinadas, y por lo tanto se puedan calcular con el diagrama, es imprescindible que se cumpla la siguiente condición:

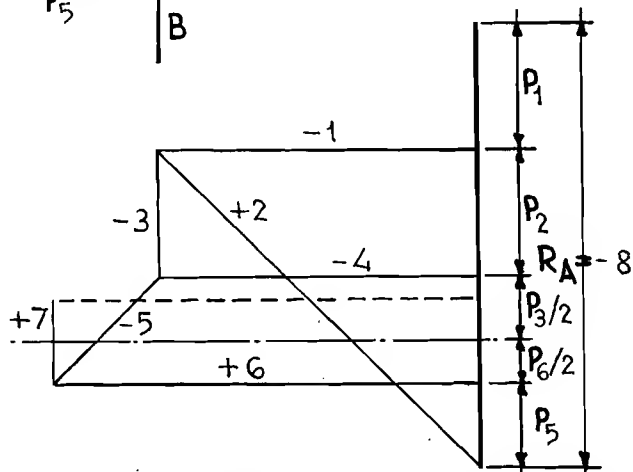
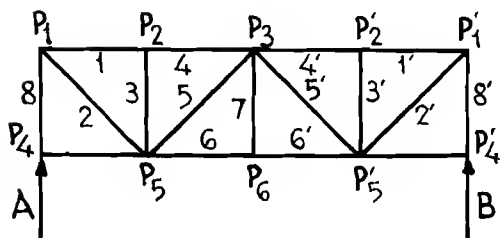
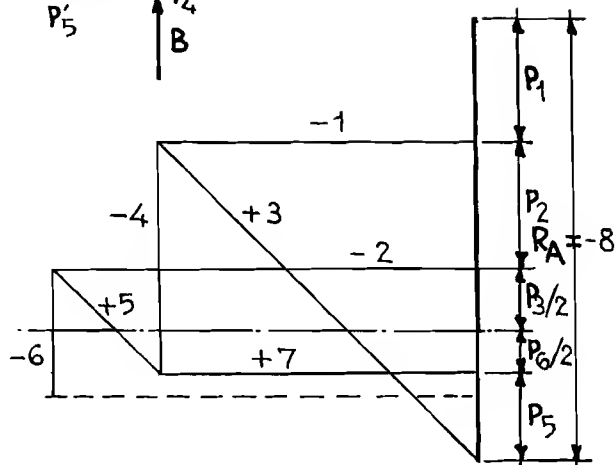
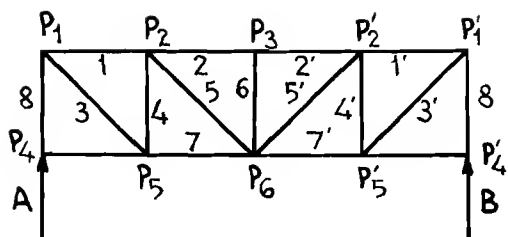
$$N \cdot 2 = B + 3$$

N = número de nudos B = número de barras.

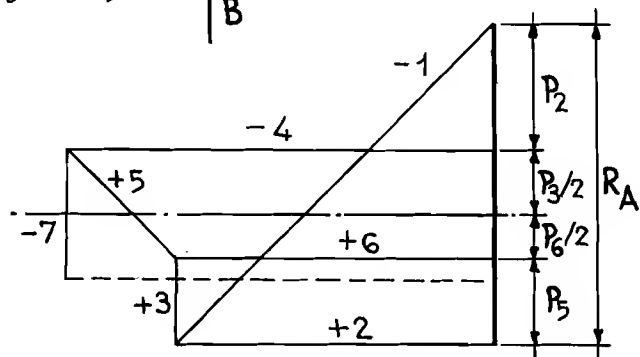
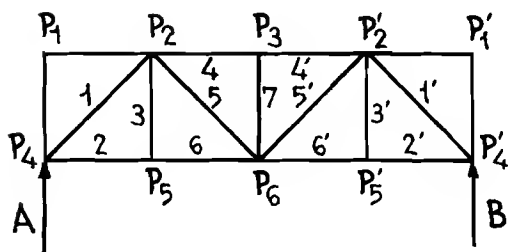
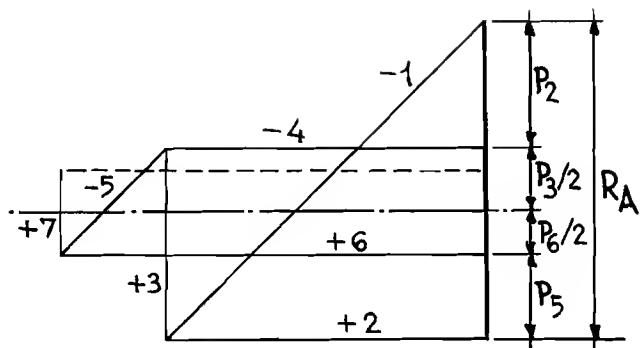
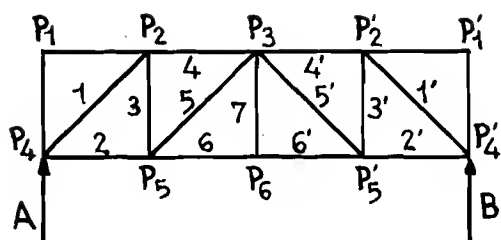
La contraflecha que se les dará será igual que a las cerchas (ver página 193).

En las siguientes páginas se pueden ver diferentes tipos de jácenas con sus Cremonas correspondientes (compresión -; Tracción +). Para el cálculo de una de ellas, se procederá de manera semejante a las cerchas, por lo tanto no se pone un ejemplo.

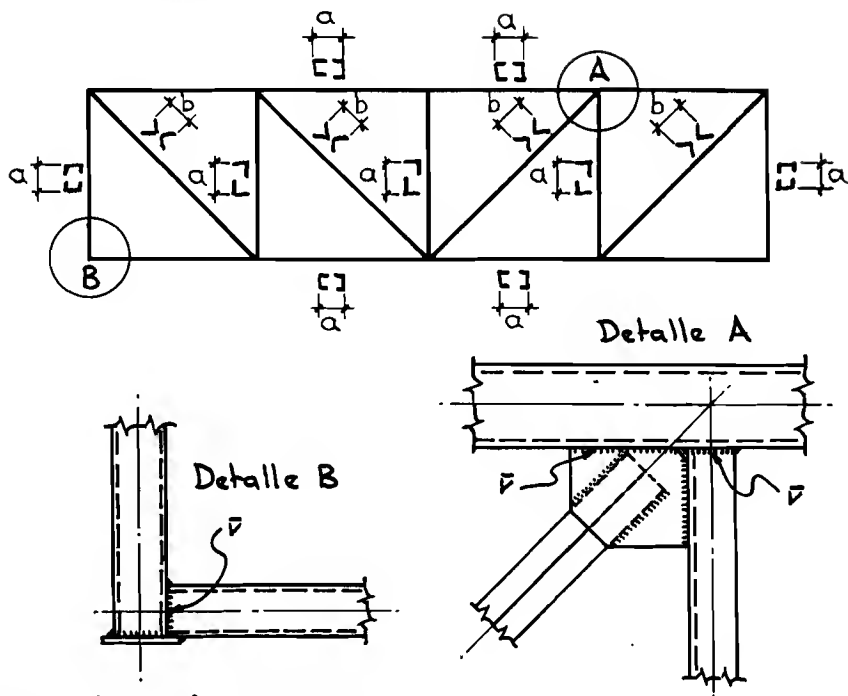




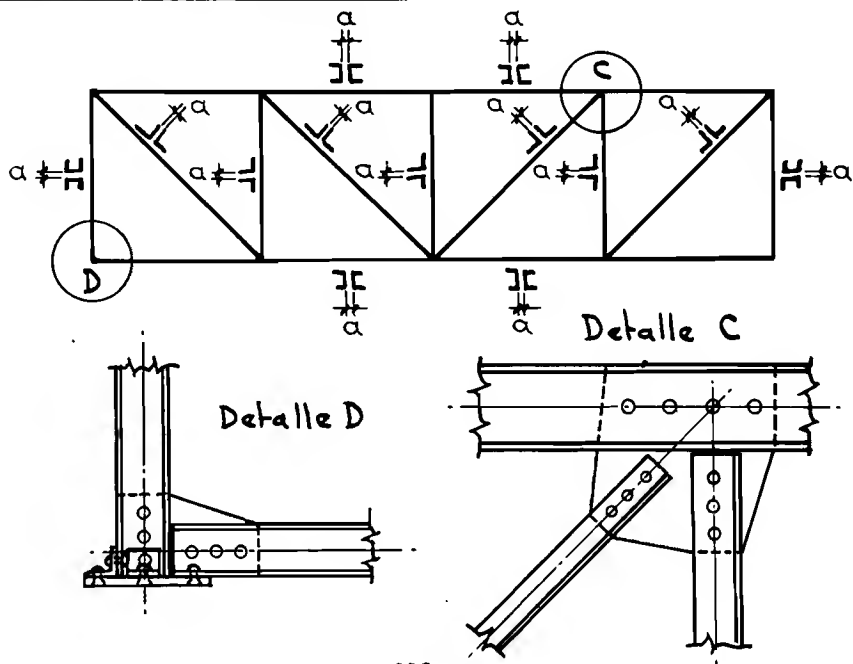
Las fuerzas $P_4 - P_5 - P_6 - P'_5 - P'_4$ serán las de peso propio de la jácena, incluido el lucernario.



Disposición de jácenas soldadas

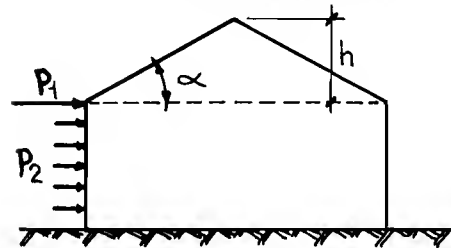


Disposición de jácenas remachadas



V I E N T O

a).- Cubiertas de dos aguas.- Los soportes sobre los que apoya la cubierta, deberán de soportar el esfuerzo del viento que dá sobre el muro y la cubierta. (Fig. 212).



P_1 = Esfuerzo del viento sobre la -
cubierta.

P_2 = Esfuerzo del viento sobre el -
muro.

Fig. 212

El esfuerzo P_1 de la cubierta se calculará de la siguiente -
forma:

$$P_1 = x \cdot B \cdot h \cdot \text{sen}^2 \alpha$$

$x = 125 \text{ Kg/m}^2$. para cubiertas hasta 25 metros de altura y 150 Kg/m^2 . -
para más.

B = Separación entre cerchas en metros.

h = Altura de la cercha en metros.

El esfuerzo P_2 será el de una carga uniformemente repartida -
sobre una viga en voladizo ver página 37.

La nave tendrá que resistir también el esfuerzo del viento en
el sentido longitudinal (Figs. 213 y 214).

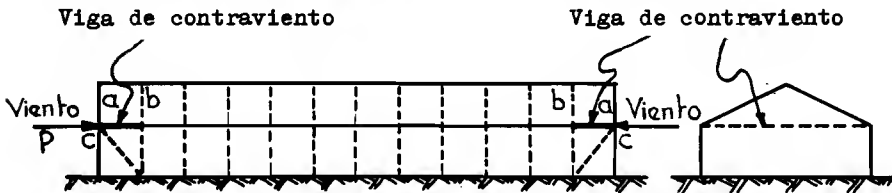


Fig. 213

Fig. 214

Para ello se proyectará una viga de contraviento entre las dos
primeras cerchas al nivel del tirante. El peso de esta viga lo tendrá
que soportar las dos cerchas 'a' y 'b', por lo tanto serán diferentes a las
otras (también como en tomo II página 373).

Esta viga podrá apoyar sobre el punto C, y por lo tanto se -
tendrá que proyectar un arriostramiento que transmita la carga a los -
fundamentos. Los esfuerzos que se originan en este caso son los si -
guientes: (Fig. 215)

Estos esfuerzos servirán para calcular a compresión la barra -
'd' (se aumentarán los anclajes y los fundamentos de los soportes corres -
pondientes). El soporte e se descargará de su carga vertical cuando ha -
ga viento, por lo tanto, no se necesitará modificarlo normalmente.

b).- Cubiertas de diente de sierra.- En este tipo de cubiertas se tendrá en cuenta el viento, de la siguiente manera, para el cálculo de los soportes (Fig. 217):

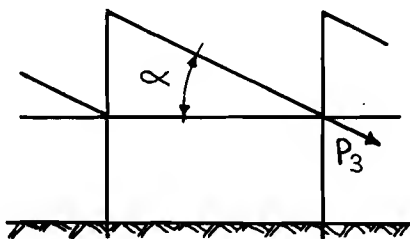
A diagram of a beam of length l supported at both ends. A triangular load is applied to the beam, with a maximum intensity of w at the right end. The reaction forces are labeled P_1 at the left support and P_2 at the right support.

204

También se tendrá que poner una viga de contraviento encima de las correas, en cada módulo como se indica en la página 199. Esta viga está constituida por pletinas, para adaptarse mejor a las correas. Los esfuerzos a que está sometida serán los que se indican a continuación (Fig. 218).

Fig. 218

$$P_3 = \frac{P_1}{\cos \alpha}$$



LUCERNARIO

Para muchos trabajos, la luz directa del Sol deslumbra o es--tropea la fabricación (colores de los tejidos), por lo tanto se orientarán los lucernarios hacia el Norte en las cubiertas de diente de sierra.

La cantidad de luz en las cubiertas de diente de sierra, viene determinada por la inclinación de la cercha. Teniendo una inclinación de 30°, la cantidad de superficie de lucernario será de un 50% de la superficie de la planta, cantidad ésta suficiente en muchos casos.

En las cubiertas de dos aguas y en el caso de que no sea inconveniente la luz directa del Sol, se podrán sustituir una o varias hileras de chapas de "Uralita" por otras onduladas y transparentes que hay en el mercado. También se pueden combinar con estas hileras transparentes, unos lucernarios puestos en los muros laterales, en cuyo caso se puede llegar hasta un 100% de la superficie de la nave.

En las cubiertas de diente de sierra se consigue una mayor cantidad de luz inclinando las jácenas a 73° (fig. 219).

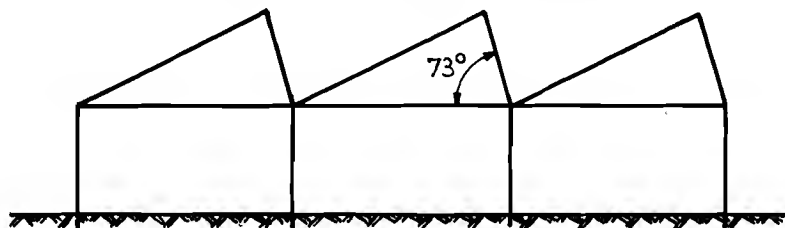
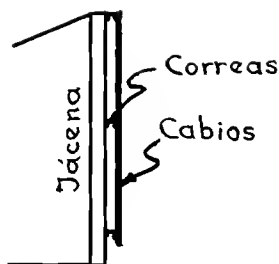


Fig. 219

Este ángulo está calculado para la capital de España con miras a que los rayos del Sol no entren directamente en la nave, (cuanto más cerca esté la nave del Polo Norte el ángulo podrá ser menor, y en el Trópico el ángulo será de 90°).

Las jácenas van provistas de los elementos correspondientes para hacer el lucernario. Estos elementos son las correas y los cabios a los que se sujeta el cristal (Fig. 220).

Fig. 220



Hay diferentes tipos de cables, uno muy sencillo, de excelentes resultados, bajo coste y que no necesita masilla es el siguiente, - (Figs. 221 y 222):

Fig. 221

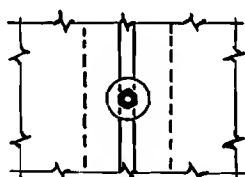
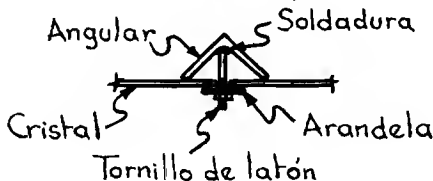
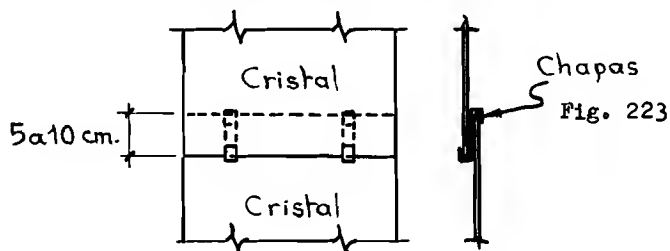


Fig. 222

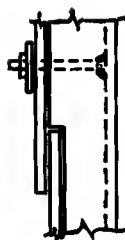


El vidrio empleado preferentemente en los lucernarios es el armado, que lleva una tela metálica dentro y su espesor es de 5 a 7 mm. La separación de los cables empleando vidrio armado será de 0,5 a 0,6 metros. Cuando la longitud del lucernario es superior a 2,5 metros, habrá que poner dos cristales, en este caso el cristal de abajo tendrá que soportar al de arriba por medio de dos chapas galvanizadas de 1 mm por 20 mm. de ancho en cada cristal. A continuación se puede ver esta disposición de los cristales (Figs. 223 y 224).



En este caso los cables tendrán la siguiente disposición (Fig 224):

Fig. 224



La disposición de la parte superior e inferior del lucernario será la siguiente (Figs. 225 y 226).

Fig. 225

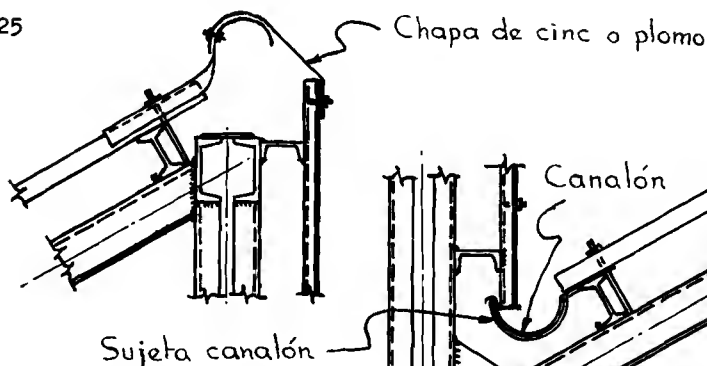
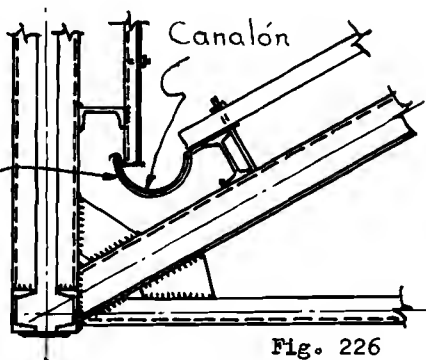


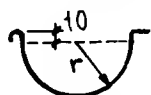
Fig. 226



CANALONES

Los canalones se calcularán teniendo en cuenta la superficie de la cubierta, y la sección del canalón. Por cada m². de superficie de cubierta tendrá que tener la sección del canalón 1 cm².

Los normalizados actualmente son los siguientes:

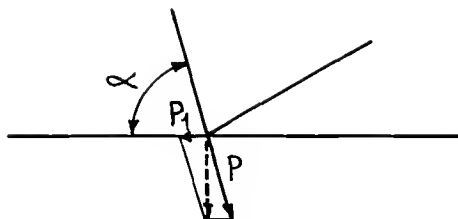


$r = 50 \text{ mm.}$	$= 39,2 \text{ cm}^2.$
$r = 60 \text{ mm.}$	$= 56,5 \text{ cm}^2.$
$r = 70 \text{ mm.}$	$= 76,9 \text{ cm}^2.$
$r = 80 \text{ mm.}$	$= 100,4 \text{ cm}^2.$

CUBIERTAS DE DIENTE DE SIERRA CON JACENA INCLINADA

En este tipo de cubiertas habrá que tener en cuenta, el esfuerzo que se origina por la inclinación de la jácena. El peso propio de la jácena hace que esta se deforme en el sentido de la inclinación (Fig. 227).

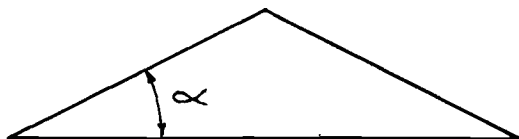
Fig. 227



Para evitar esta deformación, se aumentará convenientemente - la viga de contraviento que hay encima de las correas. El esfuerzo P_1 viene determinado por el peso propio P de la jácena y el ángulo de inclinación.





$$P_1 = P \cdot \text{sen } (90^\circ - \alpha)$$

SOBRECARGA DE NIEVE POR m^2 .







α°	$\alpha^\circ +$										α°
	0°	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	
20	75	74	73	72	71	70	69	68	67	66	20
30	65	64	63	62	61	60	59	58	57	56	30
40	55	54	53	52	51	50	49	48	47	46	40
50	45	44	43	42	41	40	39	38	37	36	50
60	35	$\alpha > 60^\circ = 0$									60
	Kg.										

RESISTENCIA A TRACCION DE ANGULARES

T _{trab} 1200 Kg cm ² .	* 				Agu- jero Ø mm	* 			
	Angular	S cm ²	Tone- ladas	S cm ²	Tone- ladas	S cm ²	Tone- ladas	S cm ²	Tone- ladas
35·35·4	2,67	3,20	5,34	6,40	11	2,23	2,67	4,46	5,35
35·35·6	3,87	4,64	7,74	9,28	11	3,21	3,85	6,42	7,70
40·40·4	3,08	3,69	6,16	7,39	11	2,64	3,16	5,28	6,33
40·40·6	4,48	5,37	8,96	10,7	11	3,82	4,58	7,64	9,16
45·45·5	4,30	5,16	8,60	10,3	11	3,75	4,50	7,50	9,00
45·45·7	5,86	7,03	11,7	14,1	11	5,09	6,11	10,2	12,2
50·50·5	4,80	5,76	9,60	11,5	13	4,15	4,98	8,30	9,96
50·50·7	6,56	7,87	13,1	15,7	13	5,65	6,78	11,3	13,5
50·50·9	8,24	9,89	16,5	19,8	13	7,07	8,48	14,1	16,9
55·55·6	6,31	7,57	12,6	15,1	17	5,29	6,35	10,6	12,7
55·55·8	8,23	9,88	16,5	19,8	17	6,87	8,24	13,7	16,5
55·55·10	10,1	12,1	20,2	24,2	17	8,40	10,1	16,8	20,2
60·60·6	6,91	8,29	13,8	16,6	17	5,89	7,07	11,8	14,1
60·60·8	9,03	10,8	18,1	21,7	17	7,67	9,20	15,3	18,4
60·60·10	11,1	13,3	22,2	26,6	17	9,40	11,3	18,8	22,6
65·65·7	8,70	10,4	17,4	20,9	17	7,51	9,01	15,0	18,0
65·65·9	11,0	13,2	22,0	26,4	21	9,11	10,9	18,2	21,8
65·65·11	13,2	15,8	26,4	31,7	21	10,9	13,0	21,8	26,0
70·70·7	9,40	11,3	18,8	22,6	17	8,21	9,85	16,4	19,7
70·70·9	11,9	14,3	23,8	28,6	21	10,0	12,0	20,0	24,0
70·70·11	14,3	17,2	28,6	34,3	21	12,0	14,4	24,0	28,8
75·75·8	11,5	13,8	23,0	27,6	21	9,82	11,7	19,6	23,4
75·75·10	14,1	16,9	28,2	33,8	23	11,8	14,2	23,6	28,3
75·75·12	16,7	20,0	33,4	40,1	23	13,9	16,7	27,9	33,4
80·80·8	12,3	14,8	24,6	29,5	21	10,6	12,7	21,2	25,4
80·80·10	15,1	18,1	30,2	36,2	23	12,8	15,4	25,6	30,7
80·80·12	17,9	21,5	35,8	43,0	23	15,1	18,1	30,2	36,2
90·90·9	15,5	18,6	31,0	37,2	23	13,4	16,1	26,8	32,2
90·90·11	18,7	22,4	37,4	44,9	23	16,2	19,4	32,4	38,9
90·90·13	21,8	26,2	43,6	52,3	25	18,6	22,3	37,2	44,6
100·100·10	19,2	23,0	38,4	46,1	23	16,9	20,3	33,8	40,6
100·100·12	22,7	27,2	45,4	54,5	23	19,9	23,9	39,8	47,8
100·100·14	26,2	31,4	52,4	62,9	25	22,7	27,2	45,4	54,4
110·110·10	21,2	25,4	42,4	50,9	23	18,9	22,6	37,8	45,2
110·110·12	25,1	30,1	50,2	60,2	25	22,1	26,5	44,2	53,0
110·110·14	29,0	34,8	58,0	69,6	25	25,5	30,6	51,0	61,2
120·120·11	25,4	30,5	50,8	61,0	23	22,9	27,5	45,8	55,0
120·120·13	29,7	35,6	59,4	71,3	25	26,4	31,6	52,8	63,2
120·120·15	33,9	40,7	67,8	81,4	25	30,1	36,1	60,2	72,2
130·130·12	30,0	36,0	60,0	72,0	25	27,0	32,4	54,0	64,8
130·130·14	34,7	41,6	69,4	83,3	25	31,2	37,4	62,4	74,8
130·130·16	39,3	47,2	78,6	94,3	25	35,3	42,3	70,6	84,6
140·140·13	35,0	42,0	70,0	84,0	25	31,7	38,0	63,4	76,0
140·140·15	40,0	48,0	80,0	96,0	25	36,2	43,4	72,4	86,8
140·140·17	45,0	54,0	90,0	108	25	40,7	48,8	81,4	97,6
150·150·14	40,3	48,4	80,6	96,7	25	36,8	44,1	73,6	88,2
150·150·16	45,7	54,8	91,4	110	25	41,7	50,0	83,4	100
150·150·18	51,0	61,2	102	122	28	46,0	55,2	92,0	110

* Ver indicaciones de la figura 113 y página 79

RESISTENCIA A TRACCION DE ANGULARES

T _{trab} 1400 Kg cm ² .	* 				Agu- jero ø	* 			
	Angular	S cm ²	Tone- ladas	S cm ²		S cm ²	Tone- ladas	S cm ²	Tone- ladas
35·35·4	2,67	3,73	5,34	7,47	11	2,23	3,12	4,46	6,24
35·35·6	3,87	5,41	7,74	10,8	11	3,21	4,49	6,42	8,98
40·40·4	3,08	4,31	6,16	8,62	11	2,64	3,69	5,28	7,39
40·40·6	4,48	6,27	8,96	12,5	11	3,82	5,34	7,64	10,6
45·45·5	4,30	6,02	8,60	12,0	11	3,75	5,25	7,50	10,5
45·45·7	5,86	8,20	11,7	16,4	11	5,09	7,13	10,2	14,3
50·50·5	4,80	6,72	9,60	13,4	13	4,15	5,81	8,30	11,6
50·50·7	6,56	9,18	13,1	18,4	13	5,65	7,91	11,3	15,8
50·50·9	8,24	11,5	16,5	23,1	13	7,07	9,89	14,1	19,7
55·55·6	6,31	8,83	12,6	17,7	17	5,29	7,41	10,6	14,8
55·55·8	8,23	11,5	16,5	23,0	17	6,87	9,62	13,7	19,2
55·55·10	10,1	14,1	20,2	28,3	17	8,40	11,8	16,8	23,5
60·60·6	6,91	9,67	13,8	19,3	17	5,89	8,25	11,8	16,5
60·60·8	9,03	12,6	18,1	25,3	17	7,67	10,7	15,3	21,5
60·60·10	11,1	15,5	22,2	31,1	17	9,40	13,2	18,8	26,3
65·65·7	8,70	12,2	17,4	24,4	17	7,51	10,5	15,0	21,0
65·65·9	11,0	15,4	22,0	30,8	21	9,11	12,7	18,2	25,4
65·65·11	13,2	18,5	26,4	37,0	21	10,9	15,2	21,8	30,4
70·70·7	9,40	13,2	18,8	26,3	17	8,21	11,4	16,4	22,8
70·70·9	11,9	16,7	23,8	33,3	21	10,0	14,0	20,0	28,0
70·70·11	14,3	20,0	28,6	40,0	21	12,0	16,8	24,0	33,6
75·75·8	11,5	16,1	23,0	32,2	21	9,82	13,7	19,6	27,4
75·75·10	14,1	19,7	28,2	39,5	23	11,8	16,5	23,6	33,0
75·75·12	16,7	23,4	33,4	46,8	23	13,9	19,5	27,9	38,9
80·80·8	12,3	17,2	24,6	34,4	21	10,6	14,8	21,2	29,6
80·80·10	15,1	21,1	30,2	42,3	23	12,8	17,9	25,6	35,8
80·80·12	17,9	25,1	35,8	50,1	23	15,1	21,1	30,2	42,3
90·90·9	15,5	21,7	31,0	43,4	23	13,4	18,8	26,8	37,5
90·90·11	18,7	26,2	37,4	52,4	23	16,2	22,7	32,4	45,4
90·90·13	21,8	30,5	43,6	61,0	25	18,6	26,0	37,2	52,0
100·100·10	19,2	26,9	38,4	53,8	23	16,9	23,7	33,8	47,3
100·100·12	22,7	31,8	45,4	63,6	23	19,9	27,9	39,8	55,7
100·100·14	26,2	36,7	52,4	73,4	25	22,7	31,7	45,4	63,4
110·110·10	21,2	29,7	42,4	59,4	23	18,9	26,4	37,8	52,8
110·110·12	25,1	35,1	50,2	70,3	25	22,1	30,9	44,2	61,8
110·110·14	29,0	40,6	58,0	81,2	25	25,5	35,7	51,0	71,4
120·120·11	25,4	35,6	50,8	71,1	23	22,9	32,1	45,8	64,1
120·120·13	29,7	41,6	59,4	83,2	25	26,4	36,9	52,8	73,8
120·120·15	33,9	47,5	67,8	94,9	25	30,1	42,1	60,2	84,2
130·130·12	30,0	42,0	60,0	84,0	25	27,0	37,8	54,0	75,6
130·130·14	34,7	48,6	69,4	97,2	25	31,2	43,6	62,4	87,2
130·130·16	39,3	55,0	78,6	110	25	35,3	49,4	70,6	98,8
140·140·13	35,0	49,0	70,0	98,0	25	31,7	44,3	63,4	88,6
140·140·15	40,0	56,0	80,0	112	25	36,2	50,6	72,4	101
140·140·17	45,0	63,0	90,0	126	25	40,7	56,9	81,4	113
150·150·14	40,3	56,4	80,6	113	25	36,8	51,5	73,6	103
150·150·16	45,7	64,0	91,4	128	25	41,7	58,3	83,4	116
150·150·18	51,0	71,4	102	143	28	46,0	64,4	92,0	128

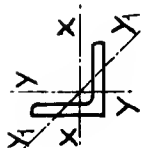
* Ver indicaciones de la figura 113 y página 79

$$T_{trab} = 1200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Angu- lar	S	R _y	I _y ¹	Longitud libre de pandeo L en metros																Carga máxima en toneladas																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
				cm2	cm3	cm	65.0	66.0	67.0	68.0	69.0	70.0	71.0	72.0	73.0	74.0	75.0	76.0	77.0		78.0	79.0	80.0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
35-35-4	267	688	668	219	191	163	136	109	888	672	661	652	645	639	634	630																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							

Angular	S cm ²	R _{y1} cm	i _{y1} cm	Longitud libre de pandeo L en metros																Carga máxima en toneladas											
				150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	320	340	360	380	400	425	450	475	500			
75-75-8	115	811	146	704	654	607	541	484	436	394	358	329	304	279	258	239	221	207	194	171	151	134									
75-75-10	141	955	145	865	802	733	650	584	526	477	433	396	366	339	313	290	269	250	234	205	183	163									
80-80-8	123	925	155	802	753	700	650	579	526	476	433	399	364	337	309	289	267	249	233	205	182	162	146								
80-80-10	151	109	154	985	917	857	784	711	636	581	526	483	441	409	376	350	324	304	282	248	219	196	176								
80-80-12	179	126	153	116	107	100	917	826	740	678	614	565	516	478	441	411	380	352	331	292	258	231	207								
90-90-9	155	133	176	115	107	101	960	900	841	778	704	641	597	545	503	471	436	404	379	333	296	263	236	213	188						
90-90-11	187	154	175	137	129	122	115	107	101	925	837	774	708	651	598	562	520	483	454	397	353	313	282	253	225						
100-100-10	192	184	195	153	146	139	132	125	117	111	105	977	900	832	770	711	658	615	576	507	451	399	359	325	287	256	229				
100-100-12	227	210	195	182	172	164	157	148	139	132	125	116	107	985	908	836	778	726	682	600	533	471	424	384	339	303	271				
110-110-10	212	227	216	182	174	166	160	152	145	138	131	125	119	112	104	960	891	840	780	687	611	540	486	440	388	348	312				
110-110-12	251	261	215	214	207	197	187	179	171	162	155	147	140	133	122	112	106	977	917	803	714	640	569	516	455	408	365				
120-120-11	254	295	235	227	220	212	203	195	189	180	172	164	157	151	142	136	128	119	110	977	857	772	688	625	550	490	442				
120-120-13	297	333	234	267	256	246	238	229	219	208	201	192	182	174	166	159	147	137	129	112	100	891	805	722	639	567	513				
130-130-12	300	377	254	280	271	263	254	244	236	226	217	208	202	194	185	178	171	163	153	135	119	105	951	857	755	682	609				
130-130-14	347	424	253	322	313	304	293	281	273	262	251	241	232	221	213	203	195	187	174	154	137	122	110	985	874	780	697				
140-140-13	350	473	274	336	328	318	309	300	290	280	271	261	250	242	233	224	217	208	201	182	161	143	129	117	104	925	823				
140-140-15	400	527	273	384	372	364	353	340	331	321	308	298	285	276	267	255	245	237	228	207	182	163	147	131	117	104	934				
140-140-17	450	579	272	431	418	406	397	383	370	360	346	333	321	310	297	287	275	263	256	230	205	181	163	148	131	117	104				
150-150-14	403	583	294	337	390	378	370	358	348	341	328	319	307	299	288	279	269	257	249	231	213	190	170	155	136	123	109				
150-150-16	457	644	293	450	439	429	416	406	394	381	370	358	347	339	325	315	302	292	280	262	242	215	192	173	154	137	123				
150-150-18	510	710	293	502	490	478	464	453	440	425	413	399	387	378	362	352	336	326	312	293	269	240	215	193	172	152	138				

(ver nota al final de la página 78)



RESISTENCIA A COMPRESION DE UN L NORMAL
(Extremos articulados)

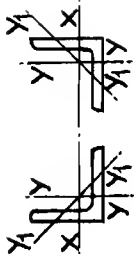
(ver nota al final de la página 78)

$$T_{\text{trab}} = 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$

Angu- lar	S cm2	Ry1 cm3	iy1 cm	Longitud libre de pandeo L en metros																								Carga máxima en toneladas		
				050	060	070	080	090	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280		290	
35-35-4	267	088	068	256	222	191	159	127	102	084	071	061	052	045	040	035														
35-35-6	387	116	088	371	323	276	231	184	148	122	104	088	076	066	058	051														
40-40-4	308	118	078	322	287	252	220	193	156	128	108	092	080	069	061	054	048	043												
40-40-6	448	157	077	465	413	363	317	272	220	182	153	130	112	098	086	076	068	061	067	061										
45-45-5	430	180	087	474	430	388	346	307	270	225	187	161	137	120	105	094	083	075	067	061										
45-45-7	586	229	087	646	586	529	471	419	368	306	255	219	187	164	143	128	113	102	092	084										
50-50-5	480	232	098	551	513	473	425	386	346	311	268	225	195	170	150	133	117	106	096	087	079	072	066							
50-50-7	656	285	096	747	696	633	578	516	464	412	348	298	255	223	195	174	155	139	126	113	104	094	087	089						
55-55-6	831	328	107	742	701	654	597	549	502	451	409	358	305	267	232	207	185	165	149	136	123	113	104	096	099					
55-55-8	823	403	107	968	914	853	779	716	655	588	533	466	397	348	303	270	242	218	196	179	162	148	136	125	116	107	100	093		
60-60-6	691	395	117	834	793	744	696	645	597	543	494	452	398	349	305	273	242	218	196	179	162	148	136	125	116	107	100	093		
60-60-8	903	484	116	109	103	972	903	832	771	702	645	585	512	450	393	346	311	278	253	229	207	191	175	160	149	138	129	120		
65-65-7	870	527	126	107	102	967	916	858	796	734	677	621	569	510	448	395	353	316	285	259	236	215	198	184	170	158	146	136		
65-65-9	110	630	125	135	129	122	115	107	994	917	846	778	713	634	556	494	440	395	356	323	294	269	247	228	211	195	182	169		
70-70-7	940	631	137	118	113	108	103	968	908	849	783	731	678	627	570	506	454	404	366	333	300	276	255	234	216	201	187	173		
70-70-9	119	759	136	149	144	136	129	123	115	107	992	915	850	790	709	631	567	503	456	417	376	346	317	291	270	250	232	217		

Angular	S cm ²	R _y cm ³	t _y cm	Longitud libre de pandeo L en metros																Carga máxima en toneladas									
				150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	320	340	360	380	400	425	450	475	500	
75-75-8	115	811	146	821	763	709	631	566	508	460	418	384	355	326	301	279	258	241	226	199	176	156							
75-75-10	141	955	145	101	936	855	759	681	613	556	506	462	427	395	365	338	314	292	273	239	213	190							
80-80-8	123	925	155	936	879	816	759	675	613	555	505	465	424	393	361	337	311	291	272	239	213	189	170						
80-80-10	151	109	154	115	107	100	915	829	742	678	613	564	514	477	439	409	378	354	329	289	256	229	205						
80-80-12	179	126	153	135	125	117	107	964	864	791	716	659	602	558	514	479	443	411	386	340	301	269	241						
90-90-9	155	133	176	134	125	118	112	105	982	908	822	748	696	636	586	549	508	472	442	388	345	307	275	249	220				
90-90-11	187	154	175	160	151	142	134	125	118	108	977	903	826	759	699	655	606	563	530	463	412	365	329	295	263				
100-100-10	192	184	195	179	170	162	154	146	137	130	123	114	105	970	899	830	768	717	672	592	526	465	419	379	335	298	267		
100-100-12	227	210	195	212	201	191	183	173	162	154	146	135	125	115	106	975	908	847	795	700	622	550	495	448	396	353	316		
110-110-10	212	227	216	212	203	194	187	177	169	161	153	146	139	131	122	112	104	980	910	802	713	630	567	513	453	406	364	328	
110-110-12	251	261	245	249	241	230	218	209	200	189	181	171	163	155	142	131	123	114	107	937	833	746	664	602	531	476	426	383	
120-120-11	254	295	235	265	256	247	237	228	220	210	200	191	183	176	166	159	149	139	128	114	100	900	803	729	642	571	516	464	
120-120-13	297	333	234	311	299	287	278	267	255	243	234	224	212	203	194	186	171	160	150	131	117	104	939	842	745	661	598	538	
130-130-12	300	377	254	326	316	307	296	284	275	264	253	243	235	226	216	208	199	190	179	157	139	123	111	100	881	795	710	641	
130-130-14	347	424	253	376	365	355	342	328	318	306	293	281	270	258	248	237	227	218	203	180	160	142	128	115	102	910	814	734	
140-140-13	350	473	274	392	383	371	360	350	338	327	316	304	292	283	272	261	253	243	234	212	188	167	150	136	121	108	960	865	
140-140-15	400	527	273	448	434	424	412	397	386	374	359	348	333	322	311	298	286	277	266	242	212	190	172	153	136	122	109	990	
140-140-17	450	579	272	503	488	474	463	446	431	420	403	389	375	362	346	335	321	307	299	268	239	211	190	173	153	136	122	110	
150-150-14	403	583	294	463	455	441	431	418	406	398	382	372	358	349	336	325	314	300	291	270	249	222	198	181	159	143	127	116	
150-150-16	457	644	293	525	512	500	485	474	460	444	432	418	405	395	379	368	352	340	326	306	282	251	224	202	180	160	144	130	
150-150-18	510	710	293	585	571	558	541	529	513	496	482	466	451	441	422	410	392	380	364	342	314	280	251	225	201	178	161	144	

(ver nota al final de la página 78)

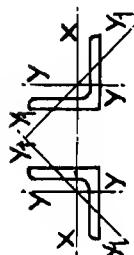


RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA

POR DOS L NORMALES (extremos articulados)

La separación de las presillas será $\leq 50 \cdot i_y$

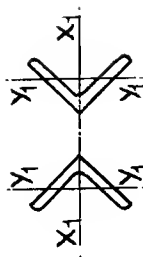
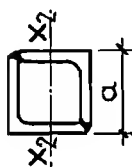
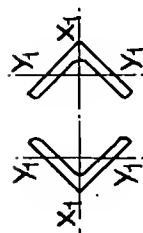
$$T_{trab} = 1200 \text{ Kg/cm}^2.$$



Angu- lar	S cm ²	R _x cm ³	i _x cm	i _y cm	Longitud libre de pandeo L en metros																Carga máxima en toneladas											
					050	060	070	080	090	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	220	240	260	280	300	320	340	360				
35-35-4	534	236	105	068	538	505	467	430	391	356	320	290	246	212	186	162	145	128	116	103	086	072	062									
35-35-6	774	342	104	068	780	724	677	619	559	510	459	409	351	302	266	232	205	184	164	147	122	103	088									
40-40-4	616	312	121	078	648	610	577	543	499	465	427	393	357	326	285	251	220	197	177	159	132	110	094	081	071							
40-40-6	896	452	119	077	934	883	834	785	721	669	611	560	514	458	401	350	312	280	249	225	186	156	133	114	124	109						
45-45-5	860	486	135	087	921	890	839	800	753	707	662	611	567	521	482	432	395	345	307	279	230	193	164	143	124	109						
45-45-7	117	662	133	087	124	120	114	108	101	950	885	822	756	703	645	579	508	457	408	370	306	257	219	187	163	143						
50-50-5	960	610	151	098	105	101	976	937	886	847	794	753	702	654	613	570	528	482	430	392	330	270	230	199	172	152	135	119				
50-50-7	131	830	149	096	143	138	132	127	120	115	107	100	943	883	818	758	711	636	567	518	424	359	304	263	228	201	177	158				
55-55-6	126	880	166	107	140	136	132	127	122	117	111	105	994	943	883	832	780	732	685	623	506	427	364	315	273	241	213	190				
55-55-8	165	114	164	107	182	176	171	165	158	151	144	136	129	122	114	106	994	934	874	787	652	549	463	400	349	308	273	242				
60-60-6	138	105	182	117	155	151	147	143	138	133	128	122	117	110	104	985	943	883	837	785	671	564	481	415	363	317	280	250				
60-60-8	181	138	180	116	202	197	192	187	179	172	165	159	151	142	136	128	126	120	113	108	969	832	699	605	529	466	415	365				
65-65-7	174	144	196	126	197	191	188	183	177	171	165	159	153	147	139	132	126	120	113	108	969	832	699	605	529	466	415	365				
65-65-9	220	181	194	125	249	242	237	231	224	214	208	200	193	183	176	167	157	150	142	135	121	101	874	755	650	574	511	451				
70-70-7	188	169	212	137	215	211	205	200	196	189	183	177	172	166	159	152	146	139	132	127	114	103	883	767	661	586	522	463				
70-70-9	238	212	210	136	272	265	260	253	246	240	232	225	216	208	201	192	183	174	167	159	143	129	110	951	828	732	644	571				

Angular	S	R _x	i _x	i _{y1}	Longitud libre de pandeo L en metros																	Carga máxima en toneladas																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
					150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	320	340	360	380	400	425	450	475																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
75° 75' 8	230	220	226	146	203	194	187	178	171	165	157	150	142	136	128	123	116	106	994	925	809	725	646																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											

Angular	S	R _x	i _x	i _y	Longitud libre de pandeo L en metros																Carga máxima en toneladas																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
					150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300													320	340	360	380	400	425	450	475																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
75-75-8	230	220	226	146	237	227	218	208	200	192	183	175	166	159	150	144	135	124	116	108	944	847	754																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														



RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA

POR DOS L NORMALES (extremos articulados)

También vale para L aunque la resistencia en esta disposición es algo menor.

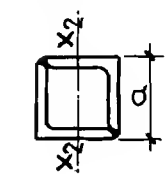
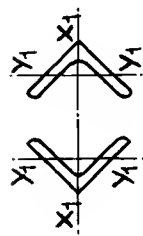
Separación de las presillas $\leq 50 \cdot i_{y1}$

$$i_{x1} < i_{x2}$$

$$T_{trab} = 1200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Angu- lar	S	R _{x1}	R _{x2}	i _{x1}	i _{y1}	Longitud libre de pandeo L en metros																a						
						cm2	cm3	cm3	cm	cm	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200		210	220	230	240	250	260
45.45.5	860	780	110	170	087	800	764	727	693	653	614	580	543	511	478	439	397	367	335	307	283	261	242	224	209	197	173	Carga máxima en toneladas
45.45.7	117	103	144	167	087	108	103	977	925	874	822	773	725	679	636	579	525	478	437	402	370	342	317	295	275	257	226	
50.50.5	960	983	139	190	098	937	900	866	829	789	753	716	682	640	606	576	538	507	466	430	392	363	338	316	292	273	242	
50.50.7	131	130	181	188	096	128	122	117	112	106	101	969	917	865	818	777	729	681	617	567	525	489	449	419	393	364	322	
55.55.5	126	140	199	208	107	127	123	118	115	110	105	101	960	908	874	832	788	750	707	678	622	573	531	492	464	433	379	
55.55.8	165	178	231	206	107	164	160	154	148	142	136	130	124	119	113	107	102	960	917	855	800	737	681	633	588	549	487	
60.60.6	138	170	240	229	117	143	140	135	130	127	122	117	114	108	104	100	951	908	874	829	793	750	705	661	610	572	501	
60.60.8	181	217	303	226	116	187	181	176	170	165	159	153	147	140	135	129	123	117	111	107	101	969	908	832	782	725	635	
65.65.7	174	230	324	247	126	183	178	174	170	165	160	154	149	144	139	134	129	123	118	113	109	104	100	960	900	845	733	
65.65.9	220	284	396	244	125	232	226	220	214	208	201	194	187	181	174	167	161	154	148	142	136	129	123	118	110	103	908	
70.70.7	188	271	382	267	137	201	198	193	188	183	179	173	168	165	159	153	147	143	137	132	127	122	117	113	108	104	925	
70.70.9	238	335	470	264	136	253	249	244	238	232	224	218	214	206	198	192	184	180	172	165	159	154	147	141	135	129	116	
75.75.8	230	332	495	285	146	248	244	240	234	224	219	213	208	201	195	189	184	176	171	165	159	153	148	142	138	128	80	
75.75.10	282	426	594	283	145	304	299	294	286	280	275	267	261	252	247	238	231	223	217	209	201	194	186	180	172	167	155	82

Angular	S		R _{x1}		I _{x1}		I _{y1}		Longitud libre de pandeo L en metros																a									
	cm2	cm3	cm3	cm3	cm	cm	cm	cm	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	320	340	360	380	400	425	mm.			
80-80-8	246	406	569	306	155	246	240	234	229	224	219	211	205	200	195	187	183	176	170	164	159	147	138	126	113	102	908	340	360	380	400	425	85	
80-80-10	302	491	683	303	154	299	295	288	281	273	267	259	250	243	236	228	221	214	208	199	193	179	168	152	137	123	110	352	372	392	412	437	87	
80-80-12	358	568	793	300	153	355	349	339	331	323	314	305	297	286	278	270	259	251	244	234	226	210	197	177	158	141	126	366	386	406	426	451	89	
90-90-9	310	578	811	345	176	321	316	310	303	297	291	284	278	272	264	258	251	245	238	231	224	212	198	188	177	164	146	376	396	416	436	461	96	
90-90-11	374	685	958	341	175	387	377	371	365	357	348	340	333	328	318	309	301	293	284	277	268	252	237	222	210	194	170	386	406	426	446	471	98	
100-100-10	384	792	1111	382	195	408	400	393	387	381	375	369	360	355	346	341	332	325	318	309	301	286	273	259	245	231	215	396	416	436	456	481	107	
100-100-12	454	927	129	380	195	482	474	465	458	450	443	436	426	416	410	400	392	384	373	366	356	339	322	303	287	273	252	396	416	436	456	481	109	
110-110-10	424	975	137	423	216	459	450	446	439	435	428	421	414	410	400	394	388	380	374	364	358	341	328	314	297	283	267	396	416	436	456	481	117	
110-110-12	502	114	160	421	215	543	533	528	519	515	506	498	489	482	474	467	456	449	440	430	424	405	387	368	352	334	314	396	416	436	456	481	119	
120-120-11	508	127	179	462	235	558	549	544	539	535	526	521	513	504	495	492	483	476	466	459	452	436	417	401	386	367	351	396	416	436	456	481	127	
120-120-13	594	147	205	459	234	648	642	636	631	625	614	604	599	589	579	575	561	552	544	535	528	506	489	469	448	430	405	396	416	436	456	481	129	
130-130-12	600	163	229	500	254	667	661	655	649	637	632	626	620	610	605	595	585	580	571	562	554	537	518	500	483	465	445	396	416	436	456	481	138	
130-130-14	694	186	260	497	253	771	764	756	750	737	730	724	718	706	700	688	677	671	661	650	640	621	599	579	559	537	507	396	416	436	456	481	140	
140-140-13	700	204	287	538	274	785	777	770	763	756	750	743	737	724	718	711	706	694	683	677	667	651	632	613	591	575	550	396	416	436	456	481	149	
140-140-15	800	232	324	536	273	900	891	883	874	865	857	850	842	828	820	806	800	794	781	774	762	739	721	701	676	649	627	396	416	436	456	481	151	
140-140-17	900	258	359	533	272	101	100	990	981	972	965	947	947	930	922	907	900	884	877	870	857	831	805	777	750	730	697	396	416	436	456	481	153	
150-150-14	806	252	354	577	294	908	900	891	883	874	874	856	848	841	834	826	813	805	800	786	774	750	733	711	681	663	631	396	416	436	456	481	159	
150-150-16	914	284	396	574	293	104	103	101	100	994	985	977	969	960	950	943	934	925	917	900	890	874	850	824	806	778	751	631	396	416	436	456	481	161
150-150-18	102	315	438	570	293	116	114	113	112	111	110	109	108	107	106	106	104	103	102	100	996	971	943	919	893	867	827	631	396	416	436	456	481	163



RESISTENCIA A COMPRESION DE UNA BARRA COMPUESTA
POR DOS L NORMALES (extremos articulados)

También vale para L aunque la resistencia en esta disposición es algo menor. Separación de las presillas $\leq 50 \cdot i_{y1}$

$$i_{x1} < i_{x2}$$

$$T_{trab} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

Angu- lar	S		R _{x1}		R _{y2}		i _{x1}		i _{y1}		Longitud libre de pandeo L en metros																a	
	cm ²	cm ³	cm ³	cm ³	cm	cm	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	320
45-45-5	860	780	110	170	087	933	892	848	808	762	717	676	634	596	557	512	463	428	391	358	330	305	282	262	244	230	202	48
45-45-7	117	103	144	167	087	126	121	114	108	102	959	902	846	793	742	675	612	558	510	469	432	399	370	344	321	300	263	50
50-50-5	960	983	139	190	098	109	105	101	967	921	878	835	795	747	707	672	628	592	544	501	457	424	394	368	340	318	282	53
50-50-7	131	130	181	188	096	149	142	137	131	124	118	113	107	101	955	907	850	795	720	662	613	570	524	489	458	424	376	55
55-55-6	126	140	199	208	107	148	144	138	134	129	123	118	112	106	102	971	920	875	826	792	727	669	620	574	542	505	442	59
55-55-8	165	178	251	206	107	192	187	180	173	166	159	152	145	139	132	125	119	112	107	998	933	860	795	739	686	640	568	61
60-60-6	138	170	240	229	117	167	163	157	152	148	142	137	133	126	122	117	111	106	102	967	926	875	823	771	711	667	585	64
60-60-8	181	217	303	226	116	218	211	206	198	192	186	180	174	163	157	150	144	137	130	125	118	113	106	972	913	846	741	66
65-65-7	174	230	324	247	126	214	208	203	198	192	186	180	174	168	162	156	150	144	138	132	127	122	117	112	105	986	855	69
65-65-9	220	284	396	244	125	270	263	257	250	243	235	226	218	211	203	195	188	180	173	166	159	150	144	138	129	121	106	71
70-70-7	188	271	382	267	137	235	231	225	219	214	209	202	196	192	185	178	172	167	160	154	148	143	137	132	126	122	108	74
70-70-9	238	335	470	284	136	295	285	280	273	268	262	254	249	240	231	224	215	201	193	185	179	172	165	158	151	135	76	
75-75-8	270	352	495	285	146	290	285	280	273	268	262	256	248	242	235	228	221	215	206	200	192	186	179	173	166	161	149	80
75-75-10	282	426	594	283	145	355	349	343	334	326	321	311	304	294	288	278	270	260	253	244	235	227	217	210	201	195	181	82
												Carga máxima en toneladas																

Angular	S cm ²	R _{x1} cm ³	R _{x2} cm ³	i _{x1} cm	i _{y1} cm	Longitud libre de pandeo L en metros																a mm					
						150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300		320	340	360	380	400
Carga máxima en toneladas																											
80-80-8	246	406	569	306	155	287	280	273	267	261	255	246	239	233	227	218	213	205	198	191	185	172	161	147	132	119	106
80-80-10	302	491	683	303	154	349	344	336	328	318	311	302	292	284	276	266	258	250	243	232	225	209	196	177	160	144	128
80-80-12	358	568	793	300	153	414	407	395	386	377	366	356	346	334	324	315	302	293	285	273	264	245	230	206	184	165	147
90-90-9	310	578	811	345	176	374	368	362	353	347	339	331	324	317	308	301	293	286	278	270	261	247	231	219	206	191	170
90-90-11	374	685	958	341	175	451	440	433	426	416	406	397	388	382	371	361	351	342	331	323	312	294	276	259	245	227	198
100-100-10	384	792	1111	382	195	476	467	459	452	444	437	430	420	414	404	398	387	379	371	361	351	334	318	302	286	269	251
100-100-12	454	927	129	380	195	562	553	543	534	525	517	508	497	485	478	467	457	448	435	427	415	395	376	353	335	318	294
110-110-10	424	975	137	423	216	535	525	521	515	507	499	491	483	473	467	460	453	443	436	424	418	398	383	366	347	330	312
110-110-12	502	114	160	421	215	633	622	616	606	601	591	581	571	562	553	545	532	524	513	502	495	472	451	429	411	390	366
120-120-11	508	127	179	462	235	652	641	635	629	624	613	608	598	588	578	574	564	556	543	535	527	508	487	468	450	428	409
120-120-13	594	147	205	459	234	756	749	742	736	729	717	705	699	687	676	671	665	655	645	635	625	590	570	547	523	501	472
130-130-12	600	163	229	500	254	778	771	764	757	743	737	730	724	712	706	694	683	677	667	656	646	627	604	583	564	542	519
130-130-14	694	186	260	497	253	900	891	883	875	860	852	845	838	823	816	803	790	784	771	759	747	725	699	675	652	627	592
140-140-13	700	204	287	538	274	916	907	899	891	883	875	867	860	845	838	830	824	810	797	790	778	760	737	715	690	671	641
140-140-15	800	232	324	536	273	105	104	103	102	101	100	991	982	966	957	947	933	926	911	903	889	862	842	818	789	757	732
140-140-17	900	258	359	533	272	118	117	116	115	114	112	111	111	109	108	106	105	103	102	102	100	970	940	907	888	852	813
150-150-14	806	252	354	577	294	120	118	117	116	115	114	113	113	112	111	110	109	108	107	105	104	102	992	962	941	908	876
150-150-16	914	284	396	574	293	121	120	118	117	116	115	114	113	112	111	110	109	108	107	105	104	102	992	962	941	908	876
150-150-18	102	315	438	570	293	135	134	132	131	130	129	128	127	125	124	123	121	120	119	117	116	113	110	107	104	101	965

Carga máxima en toneladas

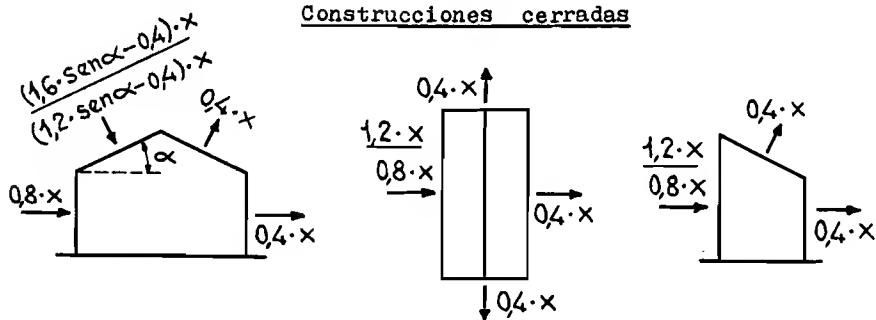
V I E N T O

Valor de x

de 0 hasta 8 metros	=	50	Kg/m2.
> 8 " 20 "	=	80	"
> 20 " 100 "	=	110	"
> 100 a más metros	=	130	"

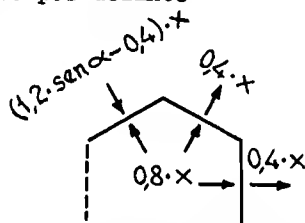
Los valores subrayados serán para construcciones de torres (Altura edificio ≥ 5 anchura edificio).

Construcciones cerradas

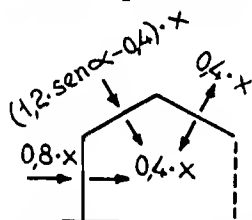


Construcciones abiertas

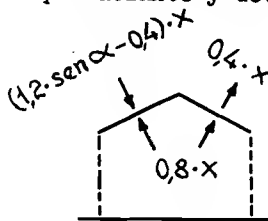
Abierto por delante



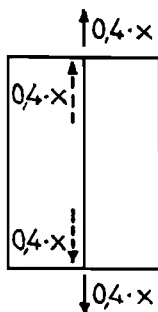
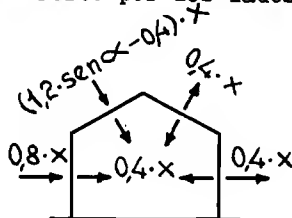
Abierto por detrás



Abierto por delante y detrás

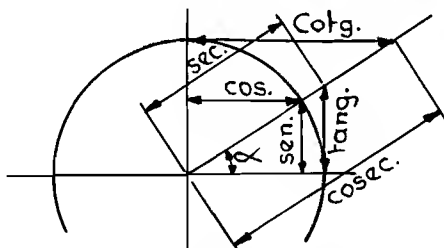


Abierto por los lados



Dirección del viento para todos los ejemplos.

TABLAS DE VALORES DE LAS LINEAS TRIGONOMETRICAS



Fun- ción	Gra- dos	Valor	Gra- dos	Fun- ción	Fun- ción	Gra- dos	Valor	Gra- dos	Fun- ción
S e n o	0	0,00000	90	C o s e n o	C o s e n o	0	1,00000	90	S e n o
	1	0,01745	89			1	0,99985	89	
	2	0,03490	88			2	0,99939	88	
	3	0,05234	87			3	0,99863	87	
	4	0,06976	86			4	0,99756	86	
	5	0,08716	85			5	0,99619	85	
	6	0,10453	84			6	0,99452	84	
	7	0,12187	83			7	0,99255	83	
	8	0,13917	82			8	0,99027	82	
	9	0,15643	81			9	0,98769	81	
	10	0,17365	80			10	0,98481	80	
	11	0,19081	79			11	0,98163	79	
	12	0,20791	78			12	0,97815	78	
	13	0,22495	77			13	0,97437	77	
	14	0,24192	76			14	0,97030	76	
	15	0,25882	75			15	0,96593	75	
	16	0,27564	74			16	0,96126	74	
	17	0,29237	73			17	0,95630	73	
	18	0,30902	72			18	0,95106	72	
	19	0,32557	71			19	0,94552	71	
	20	0,34202	70			20	0,93969	70	
	21	0,35837	69			21	0,93358	69	
	22	0,37461	68			22	0,92718	68	
	23	0,39073	67			23	0,92050	67	
	24	0,40674	66			24	0,91355	66	
	25	0,42262	65			25	0,90631	65	
	26	0,43837	64			26	0,89879	64	
	27	0,45399	63			27	0,89101	63	
	28	0,46947	62			28	0,88295	62	
	29	0,48481	61			29	0,87462	61	
	30	0,50000	60			30	0,86603	60	
	31	0,51504	59			31	0,85717	59	
	32	0,52992	58			32	0,84805	58	
	33	0,54464	57			33	0,83867	57	
	34	0,55919	56			34	0,82904	56	
	35	0,57358	55			35	0,81915	55	
	36	0,58779	54			36	0,80902	54	
	37	0,60182	53			37	0,79864	53	
	38	0,61566	52			38	0,78801	52	
	39	0,62932	51			39	0,77715	51	
	40	0,64279	50			40	0,76604	50	
	41	0,65606	49			41	0,75471	49	
	42	0,66913	48			42	0,74314	48	
	43	0,68200	47			43	0,73135	47	
	44	0,69466	46			44	0,71934	46	
	45	0,70711	45			45	0,70711	45	

TABLAS DE VALORES DE LAS LINEAS TRIGONOMETRICAS

Fun- ción	Gra- dos	Valor	Gra- dos	Fun- ción
Tangente	0	0,00000	90	Cotangente
	1	0,01746	89	
	2	0,03492	88	
	3	0,05241	87	
	4	0,06993	86	
	5	0,08749	85	
	6	0,10510	84	
	7	0,12278	83	
	8	0,14054	82	
	9	0,15838	81	
	10	0,17633	80	
	11	0,19438	79	
	12	0,21256	78	
	13	0,23087	77	
	14	0,24933	76	
	15	0,26795	75	
	16	0,28675	74	
	17	0,30573	73	
	18	0,32492	72	
	19	0,34433	71	
	20	0,36397	70	
	21	0,38386	69	
	22	0,40403	68	
	23	0,42447	67	
	24	0,44523	66	
	25	0,46631	65	
	26	0,48773	64	
	27	0,50953	63	
	28	0,53171	62	
	29	0,55431	61	
	30	0,57735	60	
	31	0,60086	59	
	32	0,62487	58	
	33	0,64941	57	
	34	0,67451	56	
	35	0,70021	55	
	36	0,72654	54	
	37	0,75355	53	
	38	0,78129	52	
	39	0,80978	51	
	40	0,83910	50	
	41	0,86929	49	
	42	0,90040	48	
	43	0,93252	47	
	44	0,96569	46	
	45	1,00000	45	

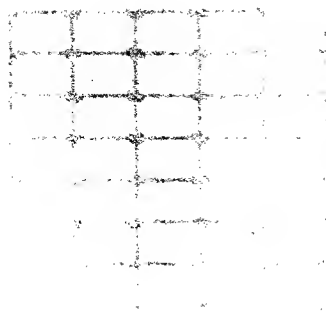
Fun- ción	Gra- dos	Valor	Gra- dos	Fun- ción
Cotangente	0		90	Tangente
	1	57,28996	89	
	2	28,63625	88	
	3	19,08114	87	
	4	14,30067	86	
	5	11,43005	85	
	6	9,51436	84	
	7	8,14435	83	
	8	7,11537	82	
	9	6,31375	81	
	10	5,67128	80	
	11	5,14455	79	
	12	4,70463	78	
	13	4,33148	77	
	14	4,01078	76	
	15	3,73205	75	
	16	3,48741	74	
	17	3,27085	73	
	18	3,07768	72	
	19	2,90421	71	
	20	2,74748	70	
	21	2,60509	69	
	22	2,47509	68	
	23	2,35585	67	
	24	2,24604	66	
	25	2,14451	65	
	26	2,05030	64	
	27	1,96261	63	
	28	1,88073	62	
	29	1,80405	61	
	30	1,73205	60	
	31	1,66428	59	
	32	1,60033	58	
	33	1,53987	57	
	34	1,48256	56	
	35	1,42815	55	
	36	1,37638	54	
	37	1,32704	53	
	38	1,27994	52	
	39	1,23490	51	
	40	1,19175	50	
	41	1,15037	49	
	42	1,11061	48	
	43	1,07237	47	
	44	1,03553	46	
	45	1,00000	45	

VALORES DEL COEFICIENTE DE PANDEO ω

λ	$\lambda +$										λ
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
20	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	20
30	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12	1,13	1,13	30
40	1,14	1,14	1,15	1,16	1,16	1,17	1,18	1,19	1,19	1,20	40
50	1,21	1,22	1,23	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,28	1,29	50
60	1,30	1,31	1,32	1,33	1,34	1,35	1,36	1,37	1,39	1,40	60
70	1,41	1,42	1,44	1,45	1,46	1,48	1,49	1,50	1,52	1,53	70
80	1,55	1,56	1,58	1,59	1,61	1,62	1,64	1,66	1,68	1,69	80
90	1,71	1,73	1,74	1,76	1,78	1,80	1,82	1,84	1,86	1,88	90
100	1,90	1,92	1,94	1,96	1,98	2,00	2,02	2,05	2,07	2,09	100
110	2,11	2,14	2,16	2,18	2,21	2,23	2,27	2,31	2,35	2,39	110
120	2,43	2,47	2,51	2,55	2,60	2,64	2,68	2,72	2,77	2,81	120
130	2,85	2,90	2,94	2,99	3,03	3,08	3,12	3,17	3,22	3,26	130
140	3,31	3,36	3,41	3,45	3,50	3,55	3,60	3,65	3,70	3,75	140
150	3,80	3,85	3,90	3,95	4,00	4,06	4,11	4,16	4,22	4,27	150
160	4,32	4,38	4,43	4,49	4,54	4,60	4,65	4,71	4,77	4,82	160
170	4,88	4,94	5,00	5,05	5,11	5,17	5,23	5,29	5,35	5,41	170
180	5,47	5,53	5,59	5,66	5,72	5,78	5,84	5,91	5,97	6,03	180
190	6,10	6,16	6,23	6,29	6,36	6,42	6,49	6,55	6,62	6,69	190
200	6,75	6,82	6,89	6,96	7,03	7,10	7,17	7,24	7,31	7,38	200
210	7,45	7,52	7,59	7,66	7,73	7,81	7,88	7,95	8,03	8,10	210
220	8,17	8,25	8,32	8,40	8,47	8,55	8,63	8,70	8,78	8,86	220
230	8,93	9,01	9,09	9,17	9,25	9,33	9,41	9,49	9,57	9,65	230
240	9,73	9,81	9,89	9,97	10,05	10,14	10,22	10,30	10,39	10,47	240
250	10,55										250

8

EDIFICIOS



I N T R O D U C C I O N

Las estructuras metálicas, constituyen el tipo de construcción más indicado para edificios medios y altos, ya que se obtiene una gran reducción de peso, y, gran estabilidad contra terremotos y otros tipos de sacudidas (bombas y minas).

Los edificios están compuestos por soportes y vigas que, unidos entre sí, forman un solo conjunto. Las vigas y los soportes se calcularán con las normas dadas en los respectivos capítulos (se considera como altura de los soportes la que hay de un piso al otro). Si el edificio está compuesto solo por una estructura metálica, se puede prescindir de las juntas de dilatación, cosa que no sucede cuando es mixto.

La forma ideal para los entramados es la rectangular, pues de esta manera se ponen las vigas del piso en dirección de la anchura (figura 228).

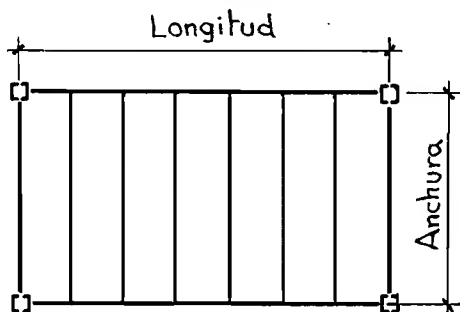


Fig. 228

V I E N T O

En los casos normales de edificios de ciudades, no se tiene en cuenta la acción del viento, ya que éstos se encuentran protegidos por los otros edificios de alrededor. Las uniones de las vigas y los soportes serán articuladas (unión soldada, ver página 57). A estas uniones de la estructura metálica le ayudan contra el viento los muros, tabiques y pisos que los arriostran y lo hacen apto para tales esfuerzos (figura 229).

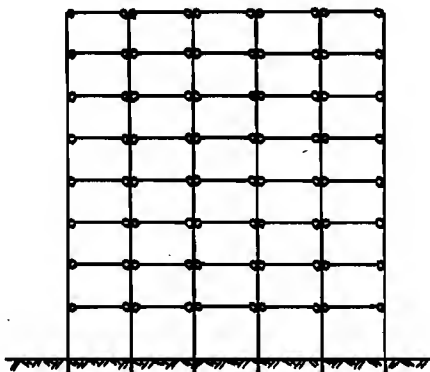
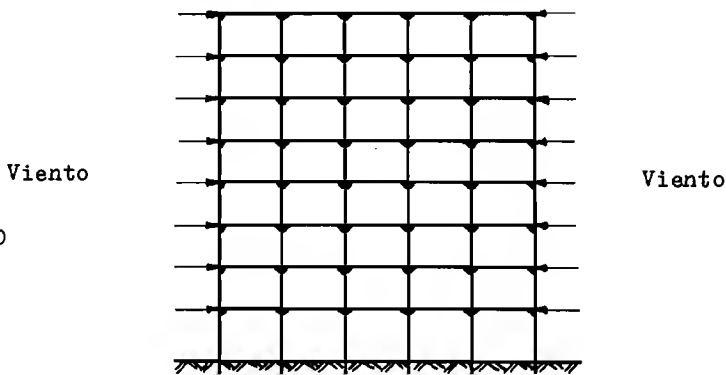


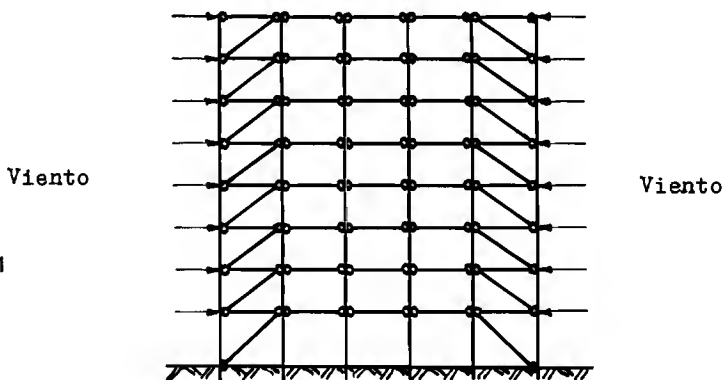
Fig. 229

Cuando los edificios son muy altos, y se quiera obtener una mayor resistencia contra el viento, se tendrá que proceder de otra manera.

La acción del viento se puede contrarrestar proyectando uniones acarteladas entre vigas y soportes (Figura 230).



Una evolución sencilla utilizando las uniones articuladas es proyectar un entramado o soporte lateral, que contrarreste la acción del viento. Este entramado se podrá meter entre los tabiques de la vivienda y por lo tanto no estorbará. Figura 231.



Será condición indispensable que los espesores de los pisos estén dentro de las normas siguientes, para que hagan de jácenas de contraviento y transmitan a los soportes el esfuerzo (en todos los casos Fig. 229, 230 y 231).

L = longitud ; a = anchura ; e = espesor del piso

Cuando	e =	10 cm.	L máxima =	3 . a
"	e =	15 "	" "	3,5 . a
"	e =	20 "	" "	4 . a

El cálculo del entramado de contraviento, se hará de la misma forma que los soportes de celosía (ver capítulo III). Naturalmente se tendrán que sumar los esfuerzos de este soporte, a los de las vigas y soportes del edificio, hallándose a continuación el nuevo perfil.

La presión del viento se considerará como uniformemente repartida sobre la superficie del edificio. Su valor variará según la altura y será el siguiente:

De	0	hasta	8	metros =	40 Kg/m ² .
"	8	"	20	"	= 64 "
"	20	"	100	"	= 88 "
"	más de	100	metros	=	104 "

C A R G A S

En los edificios hay dos tipos de cargas, la carga permanente y la sobrecarga.

a).- Carga permanente

La carga permanente está constituida por la suma de los pesos de la estructura, forjados, tabiques, pavimentos, etc. El peso de la estructura en edificios de 3 ó 4 pisos es aproximadamente de 10 a 15 - Kg. por m³., de diez pisos 25 a 30 Kg/m³. y, en rascacielos hasta 50 - Kg/ m³.

A continuación se dan los pesos propios de los diferentes elementos que se usan en los edificios, para poder calcular el peso de los muros, estructuras, tabiques, etc.

Acero laminado	=	7850	Kg/m ³ .
Madera según su naturaleza y estado	=		
	600	a	1000 "
Fábrica de piedra natural	= 2500	a	2800 "
" " ladrillo cerámico	=	1800	"
" " " hueco	=	1300	"
" " hormigón en masa	=	2200	"
" " " armado	=	2400	"

b).- Sobrecarga

La sobrecarga está constituida por las personas, el mobiliario, los productos que se almacenan, la nieve, etc, o sea, por todo aquello que se pueda cambiar de lugar.

A continuación se dan los valores de cálculo para los diferentes tipos de sobrecarga.

Azoteas	=	150	Kg/m ² .
Nieve en azoteas horizontal	=	75	"
Viviendas	=	150 - 250	"
Edificios públicos	=	250 - 300	"
Salas de espectáculos	=	400 - 500	"
Garajes (coches ligeros)	=	350 - 400	"

Estos valores se podrán cambiar siempre que sea necesario por una causa justificada.

Aumentos de la sobrecarga.- Cuando la estructura tenga que soportar -

efectos dinámicos producidos por maquinaria, se aumentará la sobrecarga en un 25%

Cuando en salas de reuniones y espectáculos, las personas se levanten a un mismo tiempo, se aumentará la sobrecarga en un 50%

Reducción de la sobrecarga.-

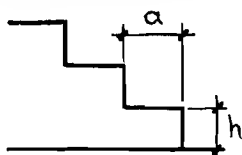
En los edificios de varios pisos se podrá hacer una reducción de la sobrecarga en los soportes según las normas siguientes:

Cubierta y dos pisos	0	reducción
" " tres "	10%	"
" " cuatro pisos	20%	"
" " cinco "	30%	"
" " seis " o más	33%	"

Esta reducción solo será para edificios de vivienda, y no para los que están destinados para almacenes, teatros, etc.

ESCALERAS

Existe una relación entre la altura y la anchura del peldaño, para conseguir que sea cómoda la escalera. Esta relación se puede ver en las siguientes fórmulas y tablas:



$$2 \cdot a + h = 63 \text{ cm.}$$

h cm.	14	15	16	17	18	19
a cm.	35	33	31	29	27	25

Para las escaleras de mucho tránsito h estará comprendido entre 16 y 18 cm.

La anchura de la escalera será de 1 metro a 1,25 para escaleras secundarias y de 1,3 metros a 2 en las principales.

Peso propio

Escaleras ligeras con peldaños de madera o chapa estriada $\approx 150 \text{ Kg/m}^2$.

Escaleras medianas, con peldaños de ladrillo o de fundición - recubiertos con una capa de 4 a 6 cm. de espesor de hormigón $\approx 300 \text{ Kg/m}^2$.

Escaleras pesadas, con peldaños de mampostería de piedra tallada, piedra artificial, hormigón, etc., $\approx 500 \text{ Kg/m}^2$.

Zancas

Para las zancas de las escaleras se cogerán principalmente los perfiles I o J. El cálculo de las mismas se hará considerando una viga con carga uniformemente repartida y con una luz igual a la distancia horizontal entre los apoyos (Figs. 232 a 234).

Fig. 233

Tableros de rasilla

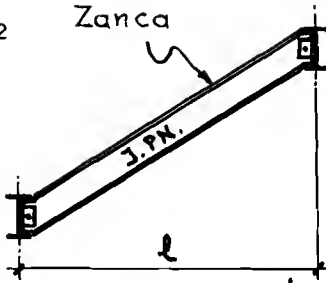


Tableros de rasilla



Fig. 234

Fig. 232



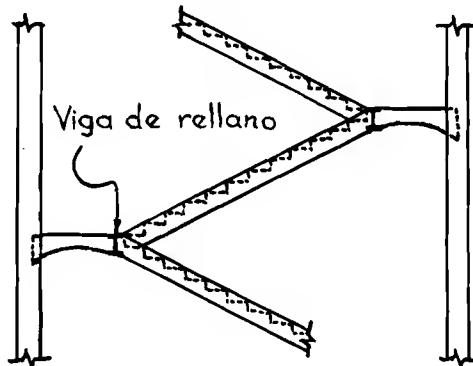
Los peldaños se hacen normalmente de mampostería para las viviendas, y se apoyan sobre dos o tres capas de rasilla, que a su vez se sujetan en los salientes de las zancas.

Vigas de rellanos

Estas vigas tienen por misión el transpasar la carga de los descansillos y de las zancas, a los muros o soportes (Fig. 235).

Su cálculo no tiene ninguna dificultad y se hará con las mismas normas que se dan para las vigas en su capítulo correspondiente.

Fig. 235



Tipos de escalera

A continuación se dibujan diferentes tipos de escaleras, para que se escoja la más conveniente para cada caso (Figuras 236 a 238).

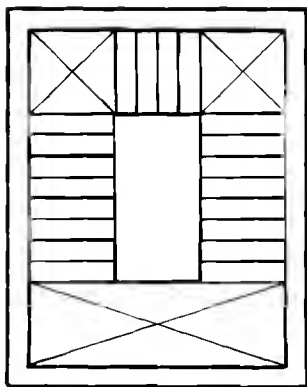


Fig. 236

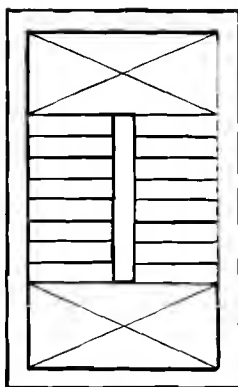


Fig. 237

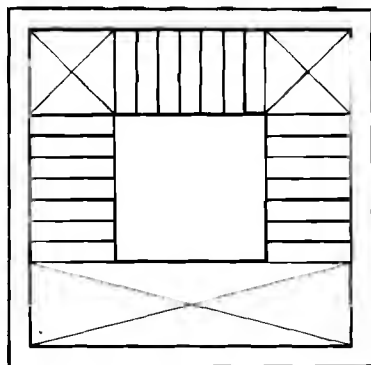


Fig. 238

PISOS

El apoyo de la viguería de piso sobre las otras que transmiten su carga al soporte, se hará preferentemente como se indica a continuación (Figura 239):

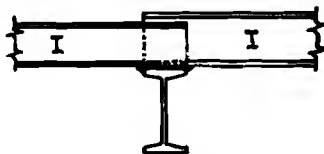
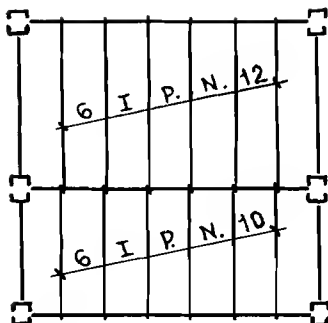


Fig. 239

Este sistema es el más económico y sencillo, ya que no se necesita medir con mucha exactitud y su montaje es más rápido.

Se podrá subsanar el inconveniente de que no estén las partes superiores de las vigas de piso a la misma altura, por medio de las bovedillas y el hormigón de relleno (Figuras 239 y 240).

Fig. 240



La separación normal de la viguería será de 0,7 a 0,9 metros entre ejes.

Para las bovedillas del piso se dan las dos soluciones siguientes: Figuras 241 y 242

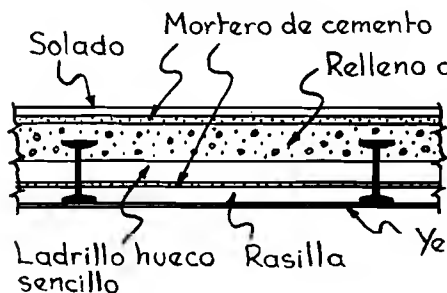


Fig. 241

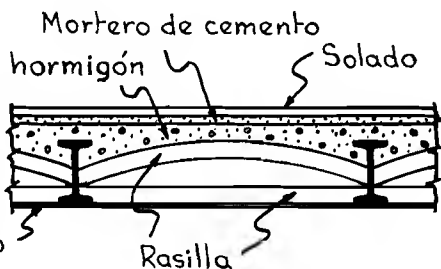


Fig. 242

El hormigón de relleno podrá ser de la dosificación siguiente

$$2 : 7 : 14$$

Los componentes de dicha dosificación para hacer 1 m³. serán los siguientes:

Cemento 168 Kg. Arena 0,437 m³. grava 0,870 m³. agua 156 litros

En los edificios, la altura de un piso a otro será de 3,00 a 3,25 metros normalmente. Al primer piso será de 3,50 a 4,50 metros según sea necesario para la instalación de los almacenes, tiendas u otra instalación.

ORDEN A SEGUIR EN EL CALCULO DE LOS EDIFICIOS

Con el plano de las diferentes plantas del edificio, se estudiará la situación más conveniente de los soportes y viguería, teniendo en cuenta los tabiques, muros, patios, escaleras, etc., datos que se anotarán en un plano esquemático para cada planta (Figuras 243 y 244):

Posteriormente se calcularán las vigas de cada planta.

Fig. 243

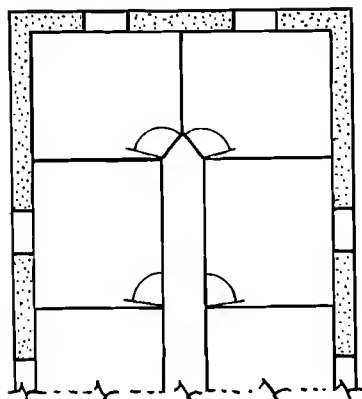
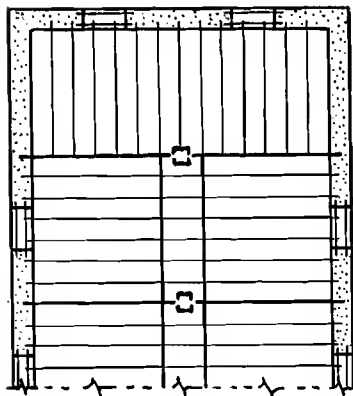


Fig. 244



Para los soportes se hará otro plano esquemático de todos ellos, puestos uno al lado del otro por orden numérico.

+16,75 ▽	Nº1	Nº2	Nº3	Nº4	Nº5	Nº6	Nº7	Nº8	Nº9
+13,50 ▽					5,40				
+10,25 ▽					□ 12,90				
+7,00 ▽					□ 17,35				
+3,75 ▽					□ 21,65				
±0 ▽					□ 26,30				
					□				

Fig. 245

En este plano se pondrán las cargas que tiene que transmitir el soporte en cada planta. Una vez anotado esto se procederá a su cálculo, y se anotarán los perfiles que hayan salido, en dicho plano (Figura 245). El cálculo se hará con las normas de Arquitectura.

Con todos estos datos se confeccionarán los planos definitivos, que tengan todos los datos necesarios para la construcción de los soportes y la viguería.

9

CALDERAS DEPOSITOS

CALDERAS DE VAPOR

El espesor de las paredes para calderas de vapor se calculará por la fórmula siguiente:

$$e = \frac{P \cdot d \cdot x}{200 \cdot Z \cdot T_{rot}} + 1 ; \quad \text{Normalmente "e" no será nunca menor de } d:500 \text{ en calderas verticales, y } (d-500):250 \text{ en las horizontales.}$$

e = espesor de la chapa en mm. d = diámetro interior en mm.
 P = presión en Kg/cm². + 1 = suplemento para oxidación, tolerancias, etc.
 Z = Relación entre la resistencia de la unión de las chapas y éstas, - normalmente 0,75.
 x = coeficiente de seguridad x = 4,75 en uniones roblonadas, por recubrimiento, o con un solo cubrejuntas. x = 4,25 en uniones roblonadas con dos cubrejuntas y simple hilera de roblones, o con dos cubrejuntas y doble hilera de roblones en uno de ellos, así como en las uniones soldadas. x = 4 en roblonados con dos cubrejuntas y dos hileras de roblones, así como en cuerpos cilíndricos sin soldadura.
 T_{rot} = resistencia a la tracción del material de la chapa en Kg/mm². - según las normas siguientes:

Para temperatura hasta 220° C
 T_{rot} = 33 Kg/mm². para hierro dulce.
 T_{rot} = 35 " para acero cuya resistencia de ensayo valga de 35 a 44 Kg/mm².
 T_{rot} = 41 " " " " " " " " 41 a 50 " " " " " " " " 44 " " " " " " " " 44 a 53 " " " " " " " " 47 " " " " " " " " 47 a 56 " " " " " " " "

Para acero de 40 Kg/mm². y temperatura $\geq 220^{\circ} \text{C}$

TABLA 23

Temperatura en °C	220	260	300	343	371	399	427	454
T _{rot}	40	38	37	36	35	32	27	20

El acero de 40 Kg/mm². corresponde a la mínima resistencia - del tipo de acero al carbono F-622 recocido, que se utiliza para calderas.

Cordones circulares

El esfuerzo a que están sometidas las uniones circulares o transversales en las calderas de vapor, es igual a la mitad de la carga de las uniones longitudinales.

Uniones por soldadura

Todas las uniones del cuerpo de la caldera, tendrán que ser a tope. El tipo de biselado de las chapas será con chaflán en V, dado que en estos trabajos de responsabilidad, hay que burilar y resoldar - el cordón de raíz (ver figura 246).

Fig. 246



Uniones remachadas

En las uniones remachadas existen los tipos de ensambladuras que se indican a continuación (Figuras 247 a 251).



Fig. 247 por recubrimiento, con una o doble hilera.

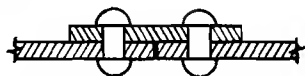


Fig. 248 con un solo cubrejuntas, con una o doble hilera.

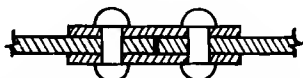


Fig. 249 con dos cubrejuntas, con una hilera.

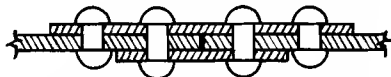


Fig. 250 con dos cubrejuntas y doble hilera en uno de ellos.

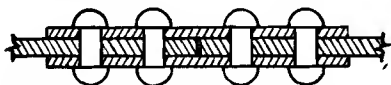
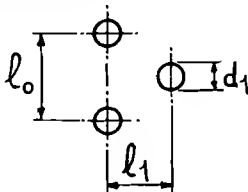


Fig. 251 con dos cubrejuntas y doble hilera en los dos.

Separación de los remaches entre sí, para los distintos tipos de ensambladura (para las separaciones a los bordes se tomarán las de las tablas de la página 165), figura 252:

Fig. 252



En las ensambladuras por recubrimiento y con un solo cubrejuntas, tendremos;

con una hilera
$$\frac{l_0}{d_1} = 2,6 \text{ a } 2,2$$

con dos hileras
$$\frac{l_0}{d_1} = 3,6 \text{ a } 3,0 \quad ; \quad \frac{l_1}{d_1} = 1,6 \text{ a } 1,9$$

En las ensambladuras con dos cubrejuntas y una hilera, tendremos;

$$\frac{l_0}{d_1} \leq 2,6$$

En las ensambladuras con dos cubrejuntas y doble hilera en uno de ellos tendremos;

$$\frac{l_0}{d_1} \leq 3 \quad ; \quad \frac{l_1}{d_1} \leq 1,9$$

En las ensambladuras con dos cubrejuntas y doble hilera en los dos, - tendremos;

$$\frac{l_0}{d_1} = 3,6 \text{ a } 3 \quad ; \quad \frac{l_1}{d_1} = 1,6 \text{ a } 1,9$$

Registros y agujeros de hombre

Los agujeros de hombre son normalmente de forma elíptica y - sus dimensiones son de 300 x 400 mm. de luz, dimensiones que solo se - podrán disminuir en caso imprescindible pero sin bajar de 280 x 380 mm.

El borde de agujero de hombre y los registros, se deberán reforzar con un anillo circular que se adapte a la curvatura del agujero.

Las figuras 253 a 255 nos muestran dos tipos de agujeros de - hombre y un registro.

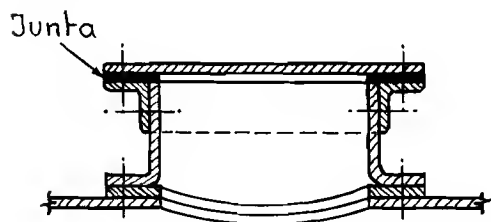


Fig. 253 agujero de hombre remachado

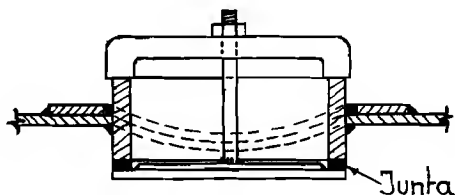


Fig. 254 agujero de hombre soldado

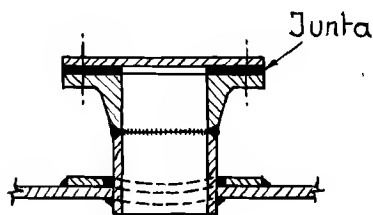


Fig. 255 registro soldado

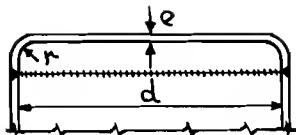
Para el número de tornillos en los agujeros de entrada de hombre y dimensiones de las bridas de registro ver tablas 26, 27 y 28 al final del capítulo.

Fondos de caldera planos rebordeados sin arriostramiento

El espesor de la pared de los fondos planos rebordeados sin - arriostramiento en las calderas de vapor (Fig. 256), se calculará por la fórmula siguiente:

$$e = \sqrt{\frac{3}{800} \cdot \frac{P}{T_{\text{trab}}} \cdot \left[d - r \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot r}{d} \right) \right]}$$

Fig. 256



e = grueso de la chapa del fondo en mm.

P = presión efectiva máxima de servicio en Kg/cm².

d = diámetro interior del fondo en mm.

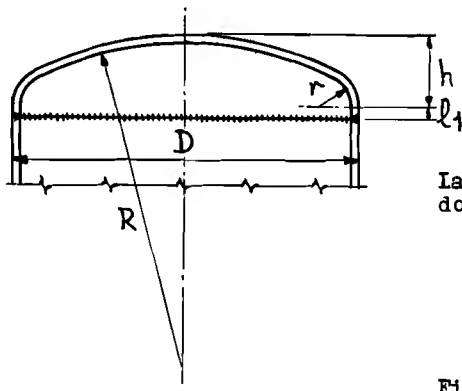
T_{trab} = Resistencia tomada para el cálculo en Kg/mm², ver la página - 239.

r = radio interior de enlace en mm.

siendo	$d = 300$	a	350 mm.	se tomará	$r \geq 25$ mm.
"	$d = 400$	a	550 mm.	"	$r \geq 30$ mm.
"	$d = 600$	a	2400 mm.	"	$r \geq 35$ mm.
"	$d = 2450$	a	3000 mm.	"	$r \geq 40$ mm.

Fondos de caldera embutidos sin arriostramiento

El perfil del fondo será de forma elíptica o curva apainalada (Figura 257). La curva apainalada tendrá que ajustarse a las normas siguientes:



$$r \geq \frac{D}{10}$$

$$R \leq D$$

$$h \geq 0,2 \cdot D$$

La fórmula para el cálculo del fondo será la siguiente:

$$e = \frac{D \cdot y \cdot P}{200 \cdot \frac{T_{trab}}{x}} + C$$

Fig. 257

D = diámetro exterior del fondo en mm.

R = radio interior en el centro del casquete en mm.

r = radio interior de enlace en mm.

h = altura del abovedado del fondo, incluido el grueso de la chapa en mm.

T_{trab} = Resistencia tomada para el cálculo en Kg/mm², ver la página - 239.

x = relación numérica entre la resistencia tomada para el cálculo y el esfuerzo admisible (coeficiente de seguridad).

$x = 3,5$ para fondos continuos sin vaciados. $x = 3,75$ para fondos con recortes o vaciados cuya mayor dimensión sea igual o menor de $4 \cdot e$, a menos que se haya compensado la debilitación producida por los vaciados, colocando refuerzos. $x = 4,25$ para fondos con agujeros de hombre en el centro. $x > 4,25$ para fondos con agujeros de hombre a un lado.

C = suplemento para ataque de oxidación, tolerancias, etc. $C = 2$ mm. para fondos continuos y para fondos con vaciados pero sin agujero de hombre. $C = 3$ mm. para fondos con agujeros de hombre.

y = coeficiente dependiente de la forma del fondo referida a la forma hemisférica (ver tabla 24):

TABLA 24

$\frac{r}{D}$	y
0,065	2,8
0,072	2,3
0,08	2,0
0,10	1,6
0,115	1,4
0,125	1,3
0,135	1,2
0,160	1,1
0,180	1,0
0,250	0,8
0,320	0,7
0,405	0,6
0,500	0,55

Los fondos con agujeros de hombre, cuyo grueso de chapa resulte en el cálculo menor de 15 mm., se deberán hacer 2 mm. más gruesos que lo calculado; si el grueso calculado es de 15 a 17 se harán los fondos con un grueso de 17 mm.

Los fondos de las calderas tendrán una parte cilíndrica, donde se dispondrá la unión con el cuerpo central. Cuando el espesor del fondo sea superior al cuerpo central de la caldera, se tendrá que preparar su borde con una cierta inclinación para hacer coincidir los espesores.

Ejemplo de cálculo de una caldera de vapor

Para el cálculo contamos con los siguientes datos; diámetro interior 2 metros, presión interior 5 kg/cm²., temperatura de trabajo < 220 °C, fondo embutido con un agujero de hombre en el centro (r = 200 mm), acero de 40 Kg/mm². y unión de las chapas por soldadura.

Espesor del cuerpo central

$$e = \frac{5 \cdot 2000 \cdot 4,25}{200 \cdot 0,75 \cdot 40} + 1 = 8 \text{ mm.}$$

Espesor del fondo embutido

$$e = \frac{2016 \cdot 1,6 \cdot 5}{200 \cdot \frac{40}{4,25}} + 3 = 11,5 \text{ mm. pero como tiene -}$$

agujero de hombre habrá que aumentarle 2 mm. más según se dijo anteriormente, o sea que será en total 11,5 + 2 = 13,5 ≈ 14 mm.

DEPOSITOS

Para calcular depósitos, tanto horizontales como verticales, se podrá utilizar la misma fórmula que las de las calderas de vapor.

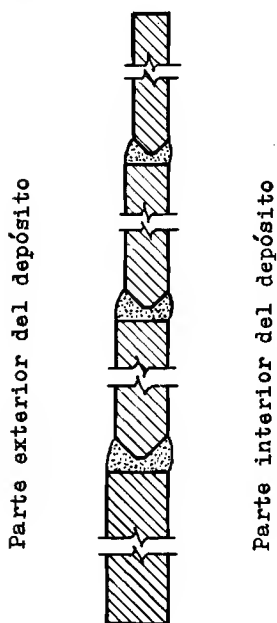
La presión interior en los depósitos que contengan líquidos, irá determinada por el peso específico del líquido contenido en ellos, y por la altura al nivel superior.

En la tabla 25 se puede ver el peso específico de diferentes líquidos.

TABLA 25

Líquido (15° C)	Peso específico (Kg/dm ³)	Habrà una atmós- fera por cada - (1 atm = 1 Kg/cm ²)
Agua (4° C)	1,00	10 m.
Alcohol	0,79	12,7 "
Eter	0,73	13,7 "
Bencina	0,68 - 0,72	14,7 - 13,9 "
Aceite industrial	0,94	10,6 "
Petróleo	0,79 - 0,82	12,7 - 12,2 "
Benzol	0,89	11,2 "
Aceite de brea	1,00 - 1,10	10 - 9,1 "

Fig. 258



En los depósitos de grandes dimensiones, la presión interior variará según la altura (depósitos para líquidos). La máxima presión estará abajo y la mínima arriba, por lo tanto las virolas inferiores serán de más espesor que las superiores. En la figura 258 se indica la forma de superponer las virolas unas encima de las otras, y el tipo de bisel para esta clase de uniones. Para las dimensiones del bisel y separaciones de las chapas, se consultará el capítulo V.

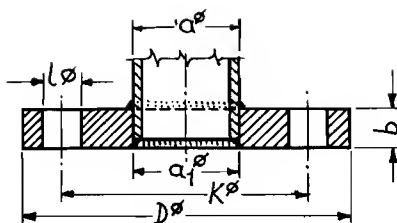
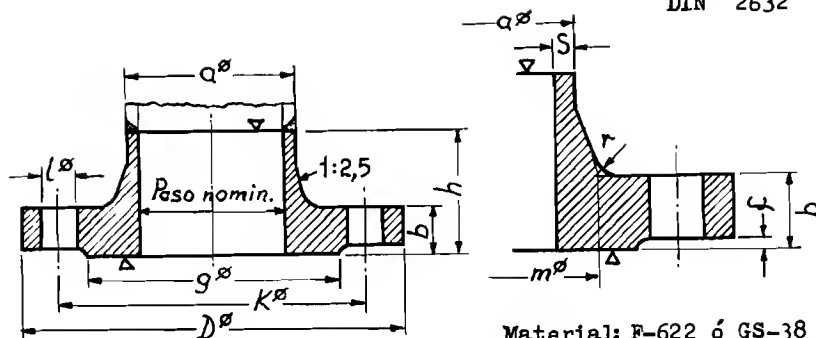


TABLA 26 Presión hasta 6 atmosferas Medidas en mm.

Paso nominal NW	Tubo	Brida				Tornillos			Paso de 1 brida. Kg.
	Diámetro exte. a	Agujero a ₁	Diámetro D	Espe-sor b	Ø en tre aguj. K	Nº	Rosca	Ø - del aguj. 1	
10	14	14,5	75	12	50	4	M 10	11,5	0,36
15	20	20,5	80	12	55	4	M 10	11,5	0,41
20	25	25,5	90	14	65	4	M 10	11,5	0,60
25	30	30,5	100	14	75	4	M 10	11,5	0,74
32	38	38,5	120	16	90	4	M 12 (1/2")	14	1,19
40	44,5	45	130	16	100	4	M 12 (1/2")	14	1,39
50	57	57,5	140	16	110	4	M 12 (1/2")	14	1,53
65	76	76,5	150	16	130	4	M 12 (1/2")	14	1,89
80	89	89,5	190	18	150	4	M 16 (5/8")	18	2,98
100	108	108,5	210	18	170	8	M 16 (5/8")	18	3,46
125	133	133,5	240	20	200	8	M 16 (5/8")	18	4,60
150	159	159,5	265	20	225	8	M 16 (5/8")	18	5,22
200	216	217	320	22	280	8	M 16 (5/8")	18	7,15
250	267	268	375	24	335	12	M 16 (5/8")	18	9,61
300	318	319	440	24	395	12	M 20 (3/4")	23	12,6
350	368	369	490	26	445	12	M 20 (3/4")	23	15,6
400	419	420	540	28	495	16	M 20 (3/4")	23	18,4
500	521	522	645	30	600	20	M 20 (3/4")	23	24,6

Material : F -622



Material: F-622 ó GS-38

TABLA 27

Presión hasta 10 atmósferas

Medidas en mm.

Paso nominal	Tubo	Brida				Resalto			Superficie asiento		Tornillos		
		Diámetro exterior	Espe-sor	Diámetro agujero K	Altura h	Diámetro m	Espe-sor S	Redondeado r	Diámetro g	Altura f	Can-tidad	Rosca	Ø agujero l
NW	a	D	b	K	h	m	S	r	g	f			
10	14	90	14	60	35	25	2	6	40	2	4	M 12 (1/2")	14
15	20	95	14	65	35	30	2	6	45	2	4	M 12 (1/2")	14
20	25	105	16	75	38	38	2	8	58	2	4	M 12 (1/2")	14
25	30	115	16	85	38	42	2,5	8	68	2	4	M 12 (1/2")	14
32	38	140	16	100	40	52	2,5	8	78	2	4	M 16 (5/8")	18
40	44,5	150	16	110	42	60	2,5	8	88	3	4	M 16 (5/8")	18
50	57	165	18	125	45	72	3	8	102	3	4	M 16 (5/8")	18
65	76	185	18	145	45	90	3	8	122	3	4	M 16 (5/8")	18
80	89	200	20	160	50	105	3,5	8	138	3	4	M 16 (5/8")	18
100	108	220	20	180	52	125	4	8	158	3	8	M 16 (5/8")	18
125	133	250	22	210	55	150	4	10	188	3	8	M 16 (5/8")	18
150	159	285	22	240	55	175	4,5	10	212	3	8	M 20 (3/4")	23
200	216	340	24	295	62	232	6	10	268	3	8	M 20 (3/4")	23
250	267	395	26	350	68	285	6,5	10	320	3	12	M 20 (3/4")	23
300	318	445	26	400	68	335	7	10	370	4	12	M 20 (3/4")	23
350	368	505	26	460	68	385	7	10	430	4	16	M 20 (3/4")	23
400	419	565	26	515	72	440	7	10	482	4	16	M 24 (7/8")	27
500	521	670	28	620	75	542	7	12	585	4	20	M 24 (7/8")	27
600	620	780	28	725	80	642	7	12	685	5	20	M 27 (1")	30
700	720	895	30	840	85	745	8	12	800	5	24	M 27 (1")	30
800	820	1015	32	950	90	850	8	12	905	5	24	M 30 (1 1/8")	33
900	920	1115	34	1050	95	950	8	15	1005	5	28	M 30 (1 1/8")	33
1000	1020	1230	34	1160	100	1052	9	15	1110	5	28	M 33 (1 1/4")	36
1200	1220	1455	38	1280	115	1255	11	15	1330	5	32	M 36 (1 3/8")	39
1400	1420	1675	42	1590	120	1460	12	18	1535	5	36	M 39 (1 1/2")	42
1600	1620	1915	46	1820	130	1665	14	20	1760	5	40	M 45 (1 3/4")	48
1800	1820	2115	50	2020	140	1868	15	20	1960	5	44	M 45 (1 3/4")	48
2000	2020	2325	54	2230	150	2072	16	22	2170	5	48	M 45 (1 3/4")	48
2200	2220	2550	58	2440	160	2275	18	25	2370	6	52	M 52 (2")	56
2400	2420	2760	62	2650	170	2478	20	25	2570	6	56	M 52 (2")	56
2600	2620	2960	66	2850	180	2680	22	28	2780	6	60	M 52 (2")	56
2800	2820	3180	70	3070	190	2882	24	28	3000	6	64	M 52 (2")	56
3000	3020	3405	74	3290	200	3085	24	28	3210	6	68	M 56 (2 1/4")	62

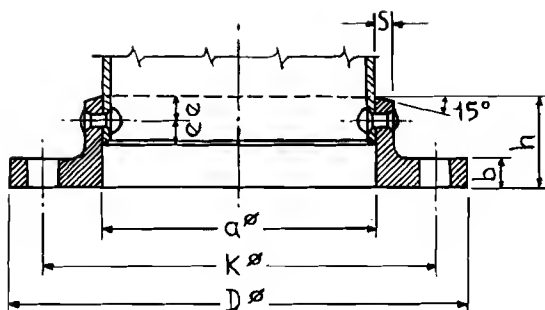


TABLA 28

Presión hasta 6 atmósferas

Medidas en mm.

Medi- da nomi- nal	Ø de agu- jero bri- da = Ø ex- te. tubo	Brida				Resalto		Tornillos			Remache bruto		Agujero remache		Peso de 1 bri- da
		Diá- me- tro	Es- pe- sor	Ø de agu- jero	Al- tu- ra	Es- pe- sor	Re- don- de- do	Can- ti- dad	Rosca	Ø a- gu- je- ro	Can- ti- dad	Diá- me- tro	Diá- me- tro	Dis- tan- cia	
		D	b	K	h	S	r			1		d	d ₁	e	
NW	a														Kg
300	318	440	22	395	62	11	10	12	3/4"	22	32	10	11	17	15,0
325	343	465	22	420	62	11	10	12	3/4"	22	36	10	11	17	16,1
350	368	490	22	445	62	11	10	12	3/4"	22	40	10	11	17	17,1
375	394	515	22	470	62	11	10	16	3/4"	22	40	10	11	17	17,9
400	420	540	22	495	62	11	10	16	3/4"	22	44	10	11	17	18,8
450	470	595	22	550	62	11	10	16	3/4"	22	48	10	11	17	21,8
500	520	645	24	600	64	12	10	20	3/4"	22	52	10	11	17	25,9
550	570	705	24	655	64	13	10	20	7/8"	26	52	10	11	17	30,4
600	620	755	24	705	69	13	12	20	7/8"	26	52	13	14	21	33,7
700	720	860	24	810	69	14	12	24	7/8"	26	56	13	14	21	40,7
800	820	975	24	920	69	14	12	24	1"	30	64	13	14	21	49,8
900	920	1075	26	1020	71	14	12	24	1"	30	72	13	14	21	59,4
1000	1020	1175	26	1120	71	14	12	28	1"	30	80	13	14	21	65,2
1100	1120	1305	26	1240	81	16	15	28	1 1/8"	33	80	16	17	25	89,4
1200	1220	1405	28	1340	83	16	15	32	1 1/8"	33	80	16	17	25	102

Material : F - 622

10

PUENTES GRUA

INTRODUCCION

Coefficientes de compensación y de choque

Los puentes grúa se clasifican en cuatro grupos, según el tiempo de funcionamiento, la carga y los choques a que están sometidos

Antes de empezar a proyectar el puente grúa, se tendrá que conocer el grupo a que pertenece, para usar en el cálculo el tipo de coeficiente adecuado.

Por la tabla 29 se podrán conocer según el tipo de puente grúa y la velocidad de translación, los coeficientes de compensación y de choque que habrá que utilizar en el cálculo (las cargas del peso propio se multiplicarán por φ , y las móviles por ψ).

TABLA 29

Nº	Tipo de puente grúa	Grupo	Grupo	Tiempo de funcionamiento	Tipo de la carga	Choques
1	Puentes grúa con movimiento de traslación a mano	I	I	poco	pequeña	normal.
2	Puentes grúas con movimiento de traslación eléctrico para patios de almacenamiento.	I-II	II	mucho poco poco	pequeña grande pequeña	normal fuertes fuertes
3	Puentes grúa de poca carga para talleres y almacenes	II-III	III	mucho mucho poco	grande pequeña grande	normal fuertes fuertes
4	Puentes grúa como los anteriores pero con carga grande.	II	IV	mucho	grande	fuertes
5	Puentes grúa para locomotoras.	II	Grupo	Coeficiente de compensación ψ		
6	Puentes grúa para astilleros.	II-III	I II III IV	1,2 1,4 1,6 1,9		
Puentes grúas especiales para Siderúrgicas						
7	Puentes grúa para talleres de Fundición.	II-III	Velocidad de translación m/seg.			Coeficiente choque φ
8	Puentes grúa para talleres de laminación.	II-IV	Unión de los carriles normales	Unión de los carriles sold. o sin ellas		
9	Puentes grúa para Hornos de Acero.	III-IV	$\leq 1,0$	$\leq 1,5$	1,1	
10	Puentes grúa para Hornos de Fosa.	III-IV	$> 1,0$	$> 1,5$	1,2	

Datos para el cálculo de la presión del viento

Se tomará como superficie expuesta al viento, la suma de las superficies de las barras o perfiles en las vigas de celosía, y la del alma y los cordones en las de alma llena. Las barras que se encuentren tapadas por otras, y que su separación no sea superior a la anchura de las mismas, no se deberán tener en cuenta para los efectos del viento. Si las barras están tapadas por otras, y su separación es superior a la anchura, se le tendrá en cuenta como superficie expuesta solo el 75% de ellas.

La fórmula para el cálculo de la presión en kilogramos por metro cuadrado, es la siguiente:

$$P = x \cdot c$$

Los valores "x" y "c" se buscarán en la tabla 30 ateniéndose a las circunstancias del puente grúa.

TABLA 30

Altura sobre el piso m.	Grúa parada		Grúa funcionando		Tipo de grúa	Coeficiente C
	Veloc. viento m/seg.	x Kg/m ²	Veloc. viento m/seg.	x Kg/m ²		
0 a 20	35,8	80	22	30	Puentes grúa de alma llena o de celosía	1,6
20 a 100	42,0	110			Cabinas, superficies, cubiertas, contra-pesos.	1,2
> 100	45,6	130				

Altura de las vigas de los puentes grúas

La altura de las vigas de los puentes grúa es generalmente de $\frac{1}{10}$ hasta $\frac{1}{12}$ de su longitud. La inclinación de las diagonales estará comprendida entre los 40° a 55°.

Esfuerzos horizontales de frenado en la viga carrilera

Al frenar el puente grúa en su desplazamiento, así como el carro, se originan unos esfuerzos horizontales. Por la figura 259 se pueden ver los esfuerzos que se tienen que tener en cuenta, para proyectar la viga carrilera (la posición más desfavorable es, estando el carro a un lado del puente grúa).

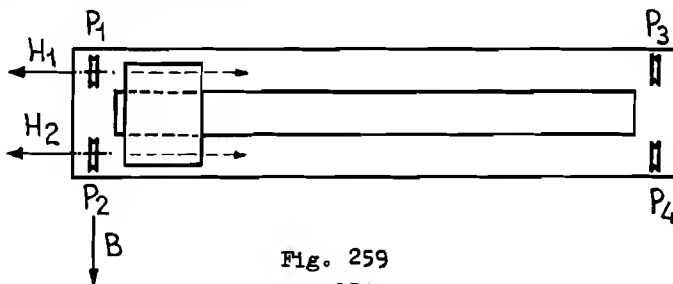


Fig. 259

La fuerza longitudinal a la viga carrilera, será siendo P_2 la presión que ejerce la rueda más cargada:

$$B = \frac{P_2}{7}$$

Las fuerzas transversales a la viga carrilera, serán dos que tengan la magnitud siguiente, teniendo en cuenta la presión ejercida por cada una de las ruedas del puente grúa:

$$H_1 = \frac{P_1}{10} \qquad H_2 = \frac{P_2}{10}$$

Entramado superior de contraviento y fuerzas frenantes

Este entramado se coloca horizontalmente, uniendo el par de las vigas principales (las centrales en las que apoya el carro) con las vigas laterales. La misión de este entramado, es absorber la mitad de los esfuerzos del viento (la otra mitad es para el entramado inferior), y gran parte de las fuerzas frenantes. El esfuerzo frenante que se produce, es igual a dos cargas móviles de valor un catorceavo de la presión ejercida por cada rueda del carro en el sitio más desfavorable, más, la producida por el peso propio de la mitad de la viga principal, el de la mitad de la viga lateral, el de la barandilla, el del entramado superior, el del piso del pasillo, el del eje tractor, el del motor y el del reductor, divididos por siete, más la presión del viento sobre la superficie de todo lo anteriormente descrito.

Para hacer el anteproyecto, el peso propio del entramado superior, junto con la chapa agujereada, la barandilla y el eje tractor se pondrá de 80 hasta 120 Kg. por metro, según el tipo de grúa, suponiendo un pasillo de 1,25 m. y la chapa agujereada de 4 a 5 mm. de espesor.

Entramado inferior de contraviento y fuerzas frenantes

Este entramado se coloca horizontalmente, uniendo el tirante de las vigas principales con las vigas laterales. El esfuerzo frenante que se produce es igual al peso propio de la mitad de la viga principal, el de la mitad de la viga lateral y del entramado inferior, divididos por siete, más la presión del viento sobre la superficie de todo lo anteriormente descrito.

Para hacer el anteproyecto, el peso propio del entramado inferior se pondrá de 10 a 30 Kg. por metro, según el tipo de grúa.

Peso propio de la cabina de mando

El peso propio de la cabina de mandos con aparatos eléctricos incluidos, será de 1,2 toneladas en puentes grúas de pequeña carga, y de 2 hasta 2,5 toneladas para los otros.

Tablas para hacer el anteproyecto de un puente grúa

Las tablas 31 a 38 nos dan los valores aproximados para poder hacer el anteproyecto de un puente grúa.

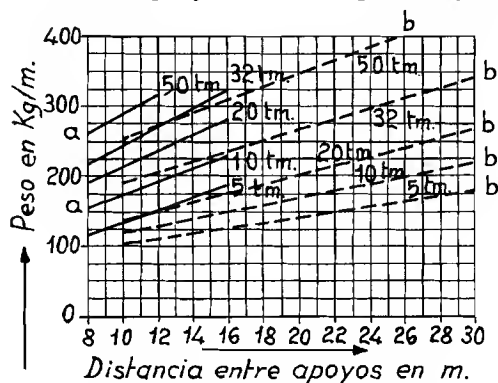


Tabla 31.- Peso propio en Kg/m. en vigas de puente grúa de alma llena.
a = viga laminada ; b = viga remachada .

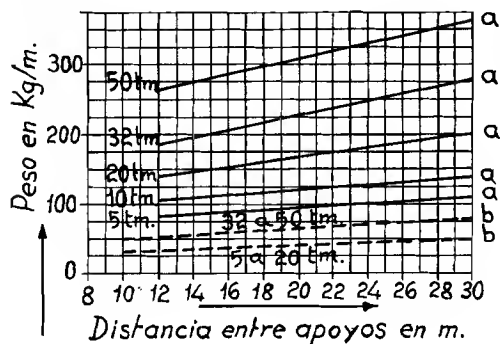


Tabla 33.- Peso propio en Kg/m. en vigas de puente grúa de celosía.
a = viga principal ; b = viga lateral

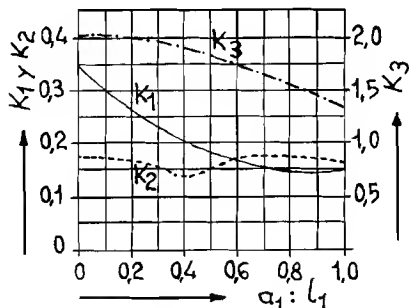


Tabla 35.- Valores K_1 , K_2 y K_3 para el cálculo del par, los montantes y diagonales. a_1 = separación de las ruedas del carro. l_1 = separación entre montantes.
Cuando $\frac{a_1}{l_1} > 1$ se tomarán los valores como si fuera = 1.

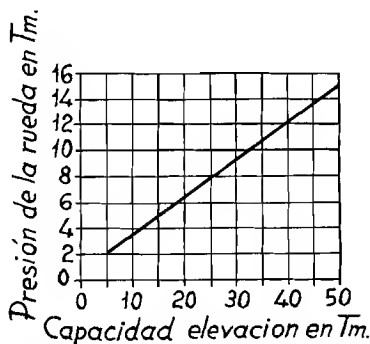
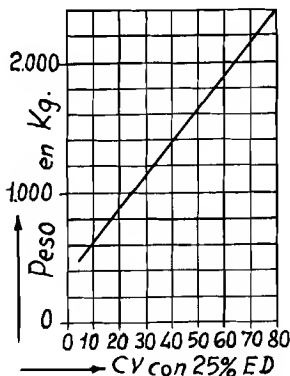
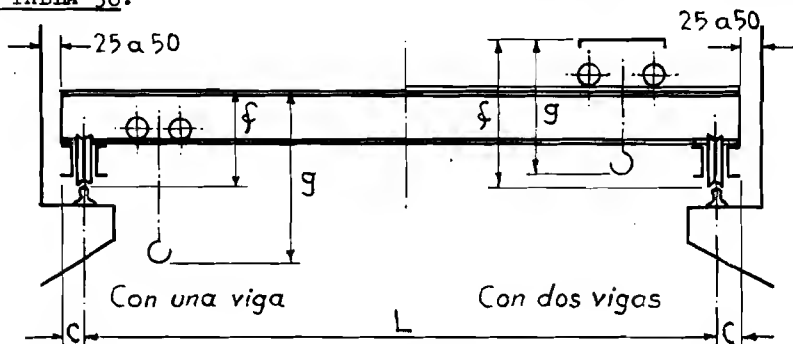


Tabla 32.- Presión de una rueda en carros de puente grúa sin gancho auxiliar.

Tabla 34.- Peso propio del dispositivo de traslación del centro del puente grúa (motor, mecanismos, embrague, freno).

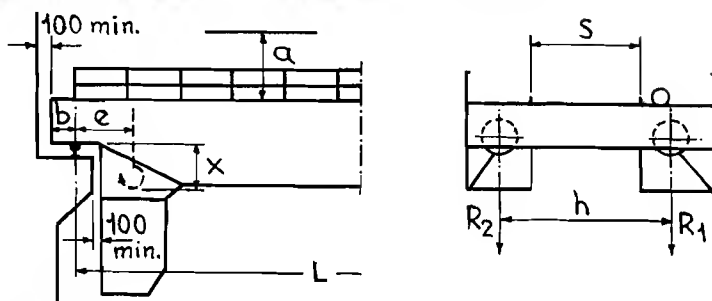


Puentes grúas con movimiento de traslación del puente y del carro a ma
no. TABLA 36.



R = Presión de cada una de las ruedas más cargadas, del puente grúa.

Capacidad elevación	Diámetro ruedas	Anchura carril	C	Separación a ruedas	L	Puente grúa de 1 viga						Puente grúa de 2 vigas					
						Elevación mano			Elevación eléct.			Elevación a mano			Elevación eléctrica		
Tm.	m.	mm	mm	m.	m.	f	g	R	f	g	R	f	g	R	f	g	R
2	0,25	30	110	1,6		4	0,5	0,9	1,1	1,2	1,0				0,9		1,0
						6	0,5	0,9	1,2	1,3	1,0				0,9		1,1
						8	0,5	0,9	1,3	1,3	1,1				0,9	0,9	1,2
						10	0,6	1,0	1,4	1,4	1,2				0,9		1,3
						12	0,6	1,0	1,5	1,4	1,4				1,0		1,5
3	0,25	30	110	1,6		4	0,5	0,9	1,6	1,5	1,6	0,7		1,6	0,9		1,7
						6	0,5	1,0	1,6	1,5	1,7	0,8		1,8	1,0		1,9
						8	0,6	1,0	1,8	1,6	1,8	0,8	0,7	1,9	1,0	1,1	2,0
						10	0,7	1,0	1,9	1,6	2,0	0,8		2,0	1,1		2,2
						12	0,7	1,1	2,0	1,7	2,0	0,9		2,2	1,2		2,5
5	0,32	30	125	1,6		4	0,6	1,1	2,6	1,8	2,8	0,8		2,5	1,1		2,6
						6	0,6	1,1	2,7	1,8	3,0	0,9		2,7	1,1		2,9
						8	0,7	1,1	2,8	1,9	3,1	0,9	0,8	2,9	1,2	1,3	3,2
						10	0,8	1,2	2,9	1,9	3,3	1,0		3,1	1,3		3,5
						12	0,8	1,2	3,1	2,0	3,6	1,1		3,3	1,3		3,7
7,5	0,40	40	140	1,7		4	0,7	1,3	3,9			1,0		3,6	1,2		3,9
						6	0,7	1,4	3,9			1,1		3,9	1,2		4,2
						8	0,8	1,4	4,2			1,1	1,0	4,2	1,3	1,7	4,4
						10	0,8	1,5	4,3			1,2		4,4	1,3		4,8
						12	0,9	1,5	4,6			1,2		4,7	1,4		4,9
10	0,50	50	150	1,9		4						1,2		4,9	1,2		4,9
						6						1,2		5,3	1,2		5,4
						8						1,3	1,2	5,5	1,3	1,9	5,5
						10						1,3		5,9	1,4		6,1
						12						1,4		6,1	1,4		6,3
15	0,63	60	175	2,1		4						1,3		7,4			
						6						1,3		7,8			
						8						1,4	1,4	8,3			
						10						1,2		8,6			
						12						1,2		9,0			



R_1 y R_2 = Presión de las ruedas más cargadas del puente grúa.

Capacidad Tm elevación	L		e m.	x m.	S m.	h m.	a m.	Diá- me. rue- das m.	Tm.		Anchura carril mm	b m.	
	Con mando desde abajo m	Con mando por - cabina m.							R ₁	R ₂			
3	8,75	8,35	0,80	0,4	1,3	2,3	1,8	0,40	4,0	3,0	45	0,20	
	11,25	10,85				2,3		0,40	4,4	3,3			
	13,75	13,35				2,4		0,40	4,7	3,6			
	16,25	15,85				2,5		0,50	5,1	3,9			
	18,75	18,35				2,7		0,50	5,5	4,4			
	21,25	20,85				2,9		0,50	5,9	4,7	55		
		23,35				3,1		0,63	6,6	5,1			
		25,85				3,4		0,63	7,1	5,8			
5	8,75	8,35	0,85	0,4	1,6	2,3	1,8	0,40	5,4	4,4	45	0,20	
	11,25	10,85				2,3		0,40	5,8	4,7			
	13,75	13,35				2,4		0,40	6,1	5,0			
	16,25	15,85				2,5		0,50	6,6	5,4			
	18,75	18,35				2,7		0,50	7,1	5,8	55		
	21,25	20,85				2,9		0,50	7,6	6,2			
		23,35				3,1		0,63	8,0	6,7			
		25,85				3,4		0,63	8,8	7,3			
8	8,75	8,35	0,90	0,4	1,6	2,3	1,8	0,40	7,0	6,2	55	0,20	
	11,25	10,85				2,3		0,40	7,5	6,4			
	13,75	13,35				2,4		0,40	7,9	6,8			
	16,25	15,85				2,5		0,50	8,3	7,2			
	18,75	18,35				2,7		0,50	8,8	7,7	65		
	21,25	20,85				2,9		0,50	9,3	8,1			
		23,35				3,1		0,63	9,9	8,6			
		25,85				3,4		0,63	11	9,1			
		28,35				3,7		0,63	11	9,7			
10	8,75	8,35	0,95	0,4	1,8	2,5	1,8	0,50	8,4	7,5	55	0,23	
	11,25	10,85				2,5		0,50	8,9	7,8			
	13,75	13,35				2,5		0,50	9,3	8,2			
	16,25	15,85				2,6		0,63	9,9	8,6			
	18,75	18,35				2,7		0,63	10,4	9,0	65		
	21,25	20,85				3,0		0,63	11,0	9,5			
		23,35				3,2		0,71	11,6	9,9			
		25,85				3,5		0,71	12,3	10,5			
		28,35				3,8		0,71	12,8	11,3			

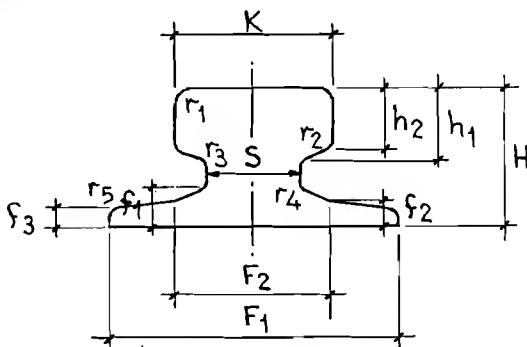
Capacidad Tm. elevación	L		e m.	x m.	S m.	h m.	a m.	Diá- me. rue- das m.	Tm.		Anchura carril mm.	b m.
	Con mando desde abajo m.	Con mando por - cabina m.							R ₁	R ₂		
125	8,75	8,35	1,00	0,4	1,8	2,5	1,8	0,50	9,8	8,9	55	0,24
	11,25	10,85						0,50	10,4	9,3		
	13,75	13,35						0,50	11,0	9,8		
	16,25	15,85						0,63	11,5	10,3		
	18,75	18,35						0,63	12,0	10,9		
	21,25	20,85						0,63	12,6	11,4		
		23,35						0,71	13,1	11,9		
		25,85						0,71	13,9	12,6		
	28,35				0,71	14,6	13,2	65				
16	8,75	8,35	1,00	0,4	1,9	2,6	1,8	0,50	11,8	10,8	55	0,26
	11,25	10,85						0,50	12,3	11,3		
	13,75	13,35						0,50	12,9	11,8		
	16,25	15,85						0,63	13,5	12,3		
	18,75	18,35						0,63	14,1	12,9		
	21,25	20,85						0,63	14,8	13,7		
		23,35						0,71	13,6	14,5		
		25,85						0,71	16,3	15,4		
	28,35				0,71	17,1	16,2	65				
20	8,75	8,35	1,05	0,5	2,0	2,8	1,8	0,63	13,9	12,7	65	0,28
	11,25	10,85						0,63	14,5	13,3		
	13,75	13,35						0,63	15,2	13,9		
	16,25	15,85						0,63	15,9	14,5		
	18,75	18,35						0,71	16,6	15,2		
	21,25	20,85						0,71	17,3	15,7		
		23,35						0,71	17,9	16,3		
		25,85						0,80	18,9	17,1		
	28,35				0,80	19,8	17,9	75				
32		8,35	1,20	0,7	2,8	3,6	1,8	0,71	21,6	19,8	65	0,30
		10,85						0,71	22,5	20,6		
		13,35						0,80	23,4	21,4		
		15,85						0,80	24,3	22,8		
		18,35						0,80	25,3	23,2		
		20,85						0,90	26,3	24,0		
		23,35						0,90	27,4	24,9		
		25,85						0,90	28,5	25,9		
	28,35				0,90	29,7	26,9	100				
50		8,35	1,4	0,8	3,4	4,5	2,0	0,80	30,3	28,8	75	0,35
		10,85						0,80	32,7	30,5		
		13,35						0,90	34,8	32,2		
		15,85						0,90	35,1	33,0		
		18,35						0,90	36,5	33,9		
		20,85						0,90	37,7	35,0		
		23,35						1,00	38,1	36,1		
		25,85						1,00	40,0	37,4		
	28,35				1,00	41,3	39,5	100				

Los valores de las presiones de las ruedas sólo son válidas para los puentes grúa del grupo II. Para el grupo I se rebajarán en un 6%. Para el grupo III se aumentarán en un 4% y para el IV grupo un 6%.

Cuando los puentes grúa tengan gancho auxiliar se aumentarán las presiones de las ruedas de la siguiente forma:

Siendo $L = 12$ m. un 9%
 " $L = 13$ a 20 m. un 8%
 " $L = 21$ a 30 m. un 7%

Carriles para puente grúa.- TABLA 38.



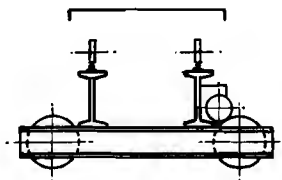
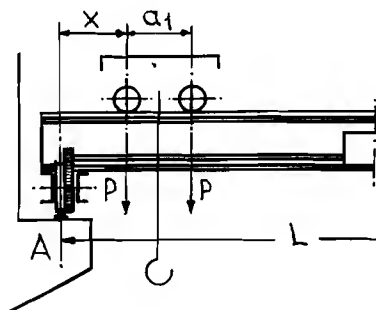
Peso del carril por metro en Kg = KS

Per fil KS	H	F ₁	F ₂	K	S	f ₁	f ₂	f ₃	h ₁	h ₂	r ₁	r ₂	r ₃	r ₄	r ₅
mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.
22	55	125	54	45	24	14,5	11	8	24	20	4	3	4	5	4
32	65	150	66	55	31	17,5	12,5	9	28,5	25	5	5	5	6	5
43	75	175	78	65	38	20	14	10	34	30	6	5	5	6	5
56	85	200	90	75	45	22	15,4	11	39,5	35	8	6	6	8	6
75	95	200	100	100	60	23	16,5	12	45,5	40	10	6	6	8	6
101	105	220	120	120	72	30	20	14	55,5	47,5	10	6	10	10	6

Cuando no se disponga de este carril, se podrá utilizar un rectángulo de acero de carril, de las medidas $K \cdot (H - F_2)$ de la tabla.

FORMA DE CALCULAR UN PUENTE GRUA DEL GRUPO I

Disposición del puente grúa



P = presión de las ruedas carro. a_1 = separación de las ruedas del -
carro.

x = distancia de una rueda del carro con respecto al eje de apoyo.

Fuerzas verticales

Momento flector máximo debido a la carga móvil, siendo la presión de -
las dos ruedas iguales, y $a_1 < 0,586 \cdot L$.

$$Mf_1 = P \cdot \frac{(L - \frac{a_1}{2})^2}{2 \cdot L}$$

Momento flector máximo debido al peso propio de la viga.

$$Mf_2 = \frac{p \cdot L^2}{8} \quad p = \text{peso del perfil de la viga y del eje tractor por metro.}$$

Momento flector máximo debido al peso propio del mecanismo de trasla-
ción del puente grúa (motor, reductor, etc.).

G = peso del mecanismo de traslación (se deberá tener también en cuenta, el momento de tor-
sión que produce en la viga)

$$Mf_3 = \frac{G \cdot L}{4}$$

Fuerzas horizontales

Momento flector máximo debido a la carga móvil.

$$Mf_4 = \frac{Mf_1}{14}$$

Momento flector máximo debido al peso propio de la viga.

$$Mf_5 = \frac{Mf_2}{7}$$

Momento flector máximo debido al peso propio del mecanismo de trasla-
ción.

$$Mf_6 = \frac{Mf_3}{7}$$

Tensión de trabajo de la viga teniendo en cuenta las fuerzas verticales y horizontales.

$$T_{\text{trab}} = \frac{\varphi \cdot (Mf_2 + Mf_3) + 1,2 \cdot Mf_1}{R_x} + \frac{Mf_4 + Mf_5 + Mf_6}{R_y} \leq T_{\text{adm}}$$

Flecha

La flecha debida a la carga móvil será igual o menor que $\frac{L}{750}$
en los puentes grúa movidos electricamente, y $\frac{L}{500}$ en los movidos
a mano.

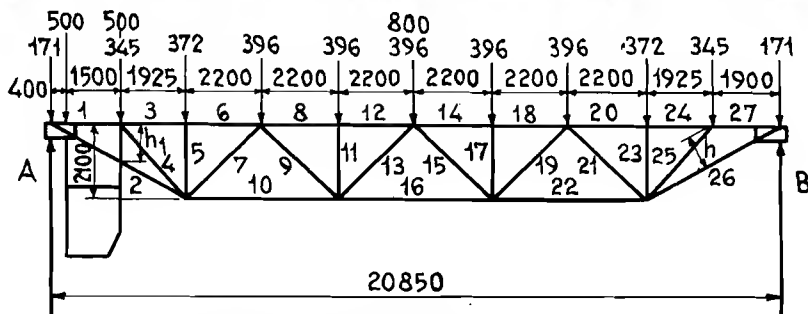
Para hallar el valor de la flecha se consultará con la página

EJEMPLO DE CALCULO DE UN PUENTE GRUA DEL GRUPO II al IV

Datos para el cálculo

Puente grúa no expuesto al viento (dentro de una nave). Grupo del puente grúa III ($\psi = 1,6$). Capacidad de elevación 10 toneladas. Separación entre carriles 20850 mm. Con cabina de mando. Peso del mecanismo de traslación del puente grúa, en el centro 1200 Kg. (800 Kg. en la viga principal y 400 en la viga pasillo). Peso de la cabina 2000 Kg., - por lo tanto 500 Kg. en cada punto de unión con el puente. Velocidad de traslación 85 m/min. = 1,42 m/seg. Unión de los carriles, normal - ($\varphi = 1,2$). Separación de las ruedas del carro 1800 mm. Vigas de acero. Peso propio por metro lineal de la viga principal 120 Kg. Peso propio por metro lineal del entramado horizontal superior e inferior - 120 Kg. (se tendrá en cuenta solo la mitad para el cálculo de la viga principal).

Cálculo de las reacciones por el peso propio, en la viga principal.

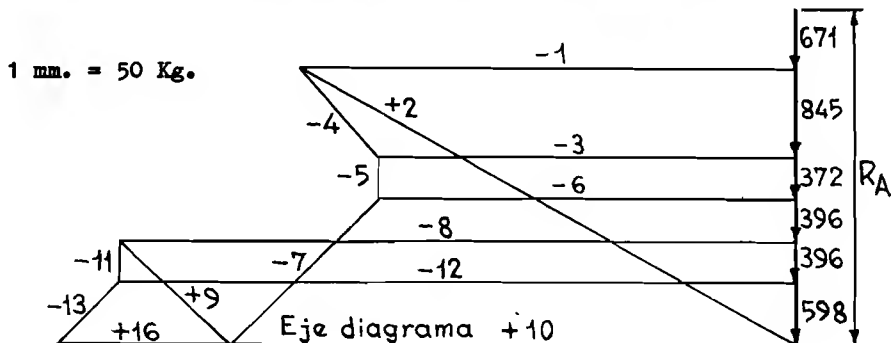


$$R_A \cdot 20850 = 171 \cdot 20850 + 500 \cdot 20450 + 845 \cdot 18950 + 372 \cdot 17025 + 396 \cdot 14825 + 396 \cdot 12625 + 1196 \cdot 10425 + 396 \cdot 8225 + 396 \cdot 6025 + 372 \cdot 3825 + 345 \cdot 1900 + 171$$

$$R_A = \frac{67196471}{20850} = 3223 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 171 + 500 + 845 + 372 + 396 + 396 + 1196 + 396 + 396 + 372 + 345 + 171 - R_A = 5556 - 3223 = 2333 \text{ Kg.}$$

Diagrama de Cremona del peso propio de la viga principal.



Momento flector y esfuerzo cortante de la viga principal.-

(carga móvil)

Ahora se representará gráficamente la mitad del momento flector habido por la carga móvil (Fig. 260). Si las cuatro ruedas del carro están cargadas por igual, el momento flector máximo estará desplazado del centro la distancia de $\frac{a_1}{4}$ y será el siguiente:

$$M_{f_{\max}} = \frac{P}{2 \cdot L} \cdot \left(L - \frac{a_1}{2}\right)^2$$

Cuando las dos ruedas P_1 de la izquierda del carro están más cargadas que las otras, el momento flector máximo estará desplazado del centro la distancia de

$$\frac{P_2 \cdot a_1}{(P_1 + P_2) \cdot 2}, \text{ y será el siguiente:}$$

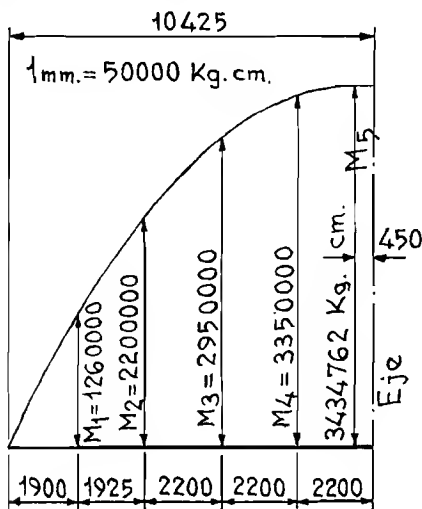
$$M_{f_{\max}} = \frac{P_1 + P_2}{4 \cdot L} \cdot \left(L - \frac{P_2 \cdot a_1}{P_1 + P_2}\right)^2$$

Como en el caso que nos ocupa las cuatro ruedas del carro están cargadas por igual, tendremos (ver tabla 32):

$$M_{f_{\max}} = \frac{3600}{4170} \cdot \left(2085 - \frac{180}{2}\right)^2 = 3434762 \text{ Kg. cm.}$$

Conociendo ya el momento flector máximo trazaremos con ayuda de la tabla de la página 80 la curva completa (Fig. 260). Una vez trazada se medirán los momentos flectores en la situación de cada nudo.

Fig. 260



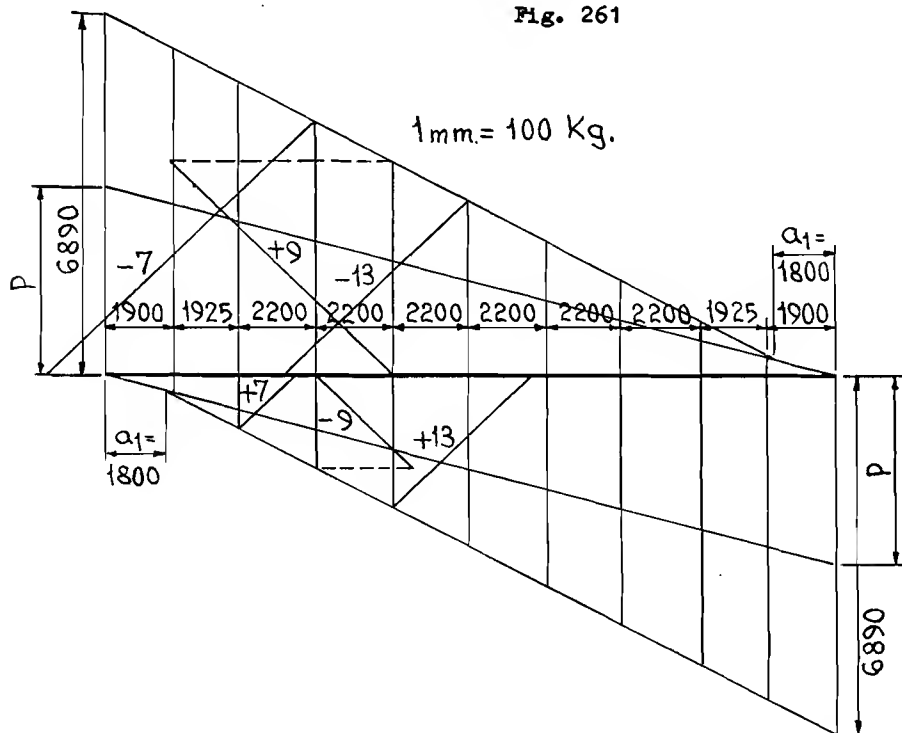
A continuación trazaremos el diagrama de los esfuerzos cortan

tes, para hallar posteriormente el esfuerzo a que están sometidas las diagonales (Fig. 261). A los dos lados se pondrá el valor de las dos - cargas producidas por las ruedas del carro, quitándole $P \cdot a_1/L$ si las - cargas son iguales, y $P_2 \cdot a_1/L$ a la izquierda y $P_1 \cdot a_1/L$ a la dere- - cha si las cargas son desiguales (P_2 carga menor).

Como en el caso nuestro las cuatro ruedas están cargadas por- - igual, tendremos:

$$(3600 + 3600) - (3600 \cdot \frac{1800}{20850}) = 6890 \text{ Kg.}$$

Fig. 261



Cálculo de las diagonales de la viga principal (carga móvil).

En el diagrama de la figura 261 se trazarán paralelas a las - barras correspondientes, y midiéndolas nos dará el esfuerzo a que es- - tán sometidas.

Barra	7 = -	7000 Kg y +1500 Kg.
"	9 = +	5900 " y - 2600 Kg.
"	13 = -	4850 " y + 3650 Kg.

La diagonal 4 habrá que calcularla por medio del valor K_3 de la tabla 35. El esfuerzo a que está sometida será el siguiente:

$$K_3 \cdot P \cdot \frac{\text{longitud de la diagonal}}{\text{altura del puente}} = 1,4 \cdot 3600 \cdot \frac{2900}{2100} = - 6959 \text{ Kg.}$$

Cálculo de los montantes de la viga principal (carga móvil).

Los montantes (todos ellos) trabajan a compresión. Para su cálculo se hará uso del valor K_3 de la tabla 35, y se procederá de la forma siguiente:

$$K_3 \cdot P = 1,53 \cdot 3600 = 5508 \text{ Kg.}$$

Cálculo del tirante de la viga principal (carga móvil).

Para la barra 2 se procederá de la forma siguiente, utilizando los valores de la curva de la figura 260.

$$\frac{M_1}{h} = \frac{1260000}{100} = +12600 \text{ Kg.}$$

Para el valor h se mirará la figura de la página 259.

Para la barra 10 y 16 tendremos:

$$\text{barra 10} = \frac{M_3}{\text{altura del puente}} = \frac{2950000}{210} = +14047 \text{ Kg.}$$

$$\text{barra 16} = \frac{M_5}{\text{altura del puente}} = \frac{3435000}{210} = +16357 \text{ Kg.}$$

Cálculo del par de la viga principal (carga móvil)

En el cálculo del par habrá que tener en cuenta los esfuerzos de compresión y de flexión, que se producen por la carga móvil, en el centro de la barra y en los apoyos.

$$\text{barra 1} = \frac{M_1}{h_1} = \frac{1260000}{105} = -12000 \text{ Kg.}$$

$$M_f \text{ centro} = P \cdot l_1 \cdot K_1 = 3600 \cdot 190 \cdot 0,145 = 99180 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_f \text{ apoyo} = P \cdot l_1 \cdot K_2 = 3600 \cdot 190 \cdot 0,165 = 112860 \text{ Kg.cm.}$$

$$\text{barra 3-6} = \frac{M_2}{\text{altura del puente}} = \frac{2200000}{210} = -10476 \text{ Kg.}$$

$$M_f \text{ centro} = P \cdot l_1 \cdot K_1 = 3600 \cdot 220 \cdot 0,145 = 114840 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_f \text{ apoyo} = P \cdot l_1 \cdot K_2 = 3600 \cdot 220 \cdot 0,17 = 134640 \text{ Kg.cm.}$$

$$\text{barra 8-12} = \frac{M_4}{\text{altura del puente}} = \frac{3350000}{210} = -15952 \text{ Kg.}$$

$$M_f \text{ centro} = P \cdot l_1 \cdot K_1 = 3600 \cdot 220 \cdot 0,145 = 114840 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_f \text{ apoyo} = P \cdot l_1 \cdot K_2 = 3600 \cdot 220 \cdot 0,17 = 134640 \text{ Kg.cm.}$$

Sólo se tendrá en cuenta el momento flector máximo en cada barra (en este caso el de los apoyos).

Cuadro 5.- Esfuerzos a que están sometidas las barras de la viga principal.

Barra Nº	Carga móvil		Peso propio		Esfuerzo horizon- tal. Kg.	Momento por la carga mó- vil. Kg. cm.
	E Kg.	E · 1,6 Kg.	E Kg.	E · 1,2 Kg.		
1	- 12000	- 19200	- 4710	- 5652	Al esfuerzo horizontal so- lo está expuesto el par y el tirante, su valor se ob- tendrá haciendo el cálculo del entramado superior e inferior (estos valores son alternativos).	112860
2	+ 12600	+ 20160	+ 5410	+ 6492		
3 y 6	- 10476	- 16762	- 3970	- 4764		134640
4	- 6959	- 11134	- 1140	- 1368		
5	- 5508	- 8813	- 372	- 446		
7 {	- 7000	- 11200	- 2000	- 2400		
8 y 12 {	+ 1500	+ 2400				
9 {	- 15952	- 25523	- 6410	- 7692		134640
10 {	+ 5900	+ 9440	+ 1460	+ 1752		
11 {	- 2600	- 4160				
13 {	+ 14047	+ 22475	+ 5360	+ 6432		
16	- 5508	- 8813	- 396	- 475		
	- 4850	- 7760	- 870	- 1044		
	+ 3650	+ 5840				
	+ 16357	+ 26171	+ 7020	+ 8424		

Cálculo de los perfiles de la viga principal del puente que no estén -
expuestos a cargas alternativas.

El calcular estos perfiles no ofrece dificultades, y se hará de manera semejante al ejemplo de la cercha de las páginas 197 y 198, (se sumarán previamente los esfuerzos de cada barra, habidos por el - peso propio y la carga móvil).

Cálculo de la barra 13 de la viga principal del puente (cargas alter-
nativas) Tadm = 1200 Kg/cm2.

Longitud de la barra ≈ 305 cm.
Fuerza máxima de tracción = 5840 Kg.
" " compresión = 7760 + 1044 = 8804 Kg.

Barra con unión soldada

Se tomará un perfil \angle L 80·80·8 de sección = 24,6 cm2.

$$T_{trab} = \frac{5840 + 8804}{24,6} = 595 \text{ Kg/cm}^2. < 1200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\lambda = \frac{305}{2,42} = 126 \quad \omega = 2,68$$

$$\text{Tensión de trabajo a pandeo} = \frac{(0,2 \cdot 5840 + 8804) \cdot 2,68}{24,6} = 1085 \text{ Kg/cm}^2 < 1.200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Barra con unión remachada

Se tomará un perfil \angle L 80·80·8. Sección completa = 24,6 cm2.

Sección sin los agujeros de los remaches = 21,2 cm².

$$T_{\text{trab}} = \frac{5840}{21,2} + \frac{8804}{24,6} = 632 \text{ Kg/cm}^2. < 1200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\lambda = \frac{305}{2,42} = 126 \quad \omega = 2,68$$

$$\text{Tensión de trabajo a pandeo} = \frac{(0,2 \cdot 5840 + 8804) \cdot 2,68}{24,6} = 1085 \text{ Kg/cm}^2.$$

El resto de las barras que trabajan con cargas alternativas, se calcularán de manera semejante.

Cálculo de la viga lateral y los entramados superior e inferior, de - contraviento y frenado.

El cálculo de la viga lateral, se hará de manera semejante a la viga principal. Los entramados superior e inferior, se calcularán según las normas dadas en las páginas 252. En el entramado superior se tendrá en cuenta que trabaja a flexión, dado que apoya el pasillo, el eje tractor, y el mecanismo de traslación del puente.

Cálculo de las otras dos vigas del puente grúa

Como el otro lado del puente grúa no tiene la carga del mecanismo de traslación, y normalmente el pasillo es más estrecho, habrá que hacer otro cálculo para la viga principal, la secundaria, el entramado superior, y el inferior (muchas veces se toman los mismos perfiles).

Cálculo de las vigas testeras

Las vigas testeras de los puentes grúas de poca carga están constituidas por dos U (Fig. 262), para los de carga mayor, se les pondrá dos chapas verticales y cuatro angulares (Fig. 263). En medio de los perfiles irán alojadas las ruedas y los mecanismos necesarios para su movimiento.

Fig. 262

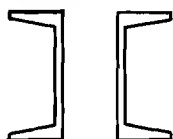
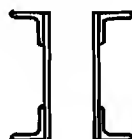


Fig. 263

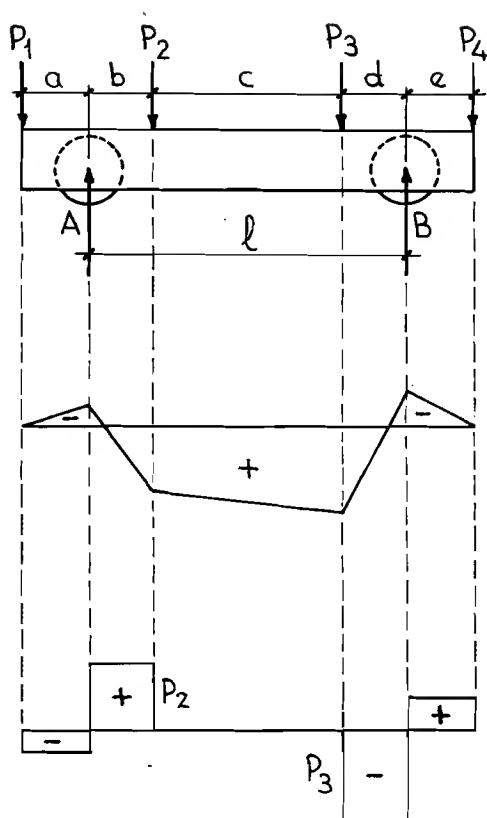


En el cálculo de las vigas testeras se tendrá en cuenta, la carga que transmiten las vigas principales por el peso propio y el móvil en el caso más desfavorable, la carga que transmiten las vigas laterales por el peso propio, y, el peso propio de las vigas testeras.

Para el cálculo de las cargas concentradas se tendrán que usar las fórmulas siguientes:

$$R_A = \frac{P_1 \cdot (a+1) + P_2 \cdot (c+d) + P_3 \cdot d - P_4 \cdot e}{1}$$

$$R_B = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 - R_A$$



$$Mf_A = P_1 \cdot a$$

$$Mf_{P_2} = R_A \cdot b - P_1 \cdot (a+b)$$

$$Mf_{P_3} = R_A \cdot (b+c) - P_1 \cdot (a+b+c) - P_2 \cdot c$$

$$Mf_B = R_A \cdot l - P_1 \cdot (a+l) - P_2 \cdot (d+c) - P_3 \cdot d$$

$$Q_{P_1} = P_1$$

$$Q_{A \text{ izq.}} = P_1$$

$$Q_{A \text{ der.}} = R_A - P_1$$

$$Q_B \text{ der.} = P_4$$

$$Q_{B \text{ izq.}} = R_B - P_4$$

$$Q_{P_4} = P_4$$

Cálculo definitivo del puente grúa

El cálculo definitivo se hará hallando los pesos reales del puente grúa, basándose en el anteproyecto que se hizo con los pesos - - aproximados de las tablas (para muchos casos valdrá el anteproyecto).

Disposición de los perfiles en el puente grúa

La disposición de los perfiles será la que a continuación se - indica en la figura 264. Esta disposición es la que normalmente se em- - plea, en casi todos los puentes grúa de celosía, (en algunos casos el - par de la viga principal está constituido por dos U).

A el par de la viga principal irá unido el carril, al cual se - le hará trabajar para economizar material (normalmente se pone un retán - gulo como carril).

En las vigas principales, las diagonales y los montantes esta - rán constituidos por dos angulares y en las vigas laterales por un sólo angular.

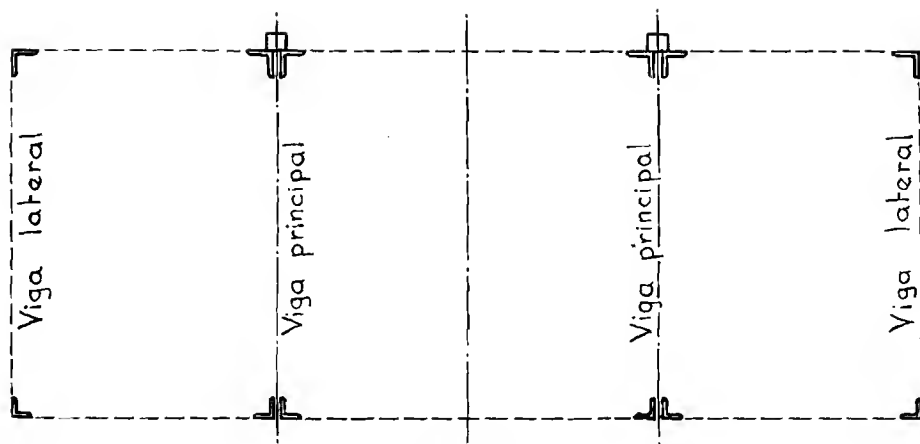


Fig. 264

PUENTES GRUA SOLDADOS

Solo se podrán hacer puentes grúa soldados para los grupos I, y II. Cuando se tenga que hacer alguno de los grupos III o IV, se tendrán que construir forzosamente remachados.

B L I B L I O G R A F I A

VEREIN DEUTSCHE EISENHÜTTENLEUTE.- Stahl im Hochbau.- Stahleisen M.B. H.- Düsseldorf.

ACADEMIA HÜTTE.- Manual del ingeniero.- Editorial Gustavo Gilí, S.A.- Barcelona.

ERNST HELLMUT.- Die Hebezeuge.- Verlag Friedr. Vieweg und Sohn.- Braunschweig.

F. RODRIGUEZ AVIAL.- Construcciones metálicas.- Patronato de publicaciones de la Escuela Especial de Ingenieros Industriales.- Madrid.

H. DUBBEL.- Manual del constructor de máquinas.- Editorial Labor, S.A. Barcelona.

H. BUCHENAU.- Construcciones metálicas.- Editorial Labor, S.A.- Buenos Aires.

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA, S.A.- Prontuario.- Bilbao.

AMERICAN WELDING SOCIETY.- Welding Handbook.- New York.

P. SCHIMPKE Y H.A. HORN.- Tratado general de soldadura.- Editorial Gustavo Gilí, S.A.- Barcelona.

TALLERES UNION, S.A.- Revista 25 aniversario.- Gijón.

J. FONT MAIMO.- Rendimientos y valoraciones de obra.- Editorial Dossat S.A.- Madrid.

LLOYD'S REGISTER OF SHIPPING.- Construcción de calderas y otros recipientes sometidos a presión y calidad, y pruebas de materiales.- London.

KLEINLOGEL.- Pórticos simples y marcos, Tomo I.- Editorial Labor, S.A. Barcelona.

OTROS LIBROS DEL MISMO AUTOR

EL PROYECTISTA DE ENGRANAJES Y MECANISMOS, contiene 364 dibujos, 60 tablas y 300 páginas, con un formato de 21,5 por 15,5 cm.

SOLDEO ELECTRICO MANUAL AL ARCO METALICO, contiene 368 dibujos, 42 tablas y 331 páginas, con un formato de 21,5 por 15,5 cm.

EL PROYECTISTA DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

Obra práctica y resumida, de enseñanza y de consulta, dividida en dos tomos, que trata todo lo necesario para proyectar, desde las fórmulas y su aplicación, hasta todas las tablas de perfiles, momentos y esfuerzos necesarios. Por lo tanto, servirá para los que quieren aprender a proyectar, y para los actuales proyectistas, con la gran ventaja de que no tendrán que consultar otro libro o prontuario.

Aunque las explicaciones son lo más breve posible para hacer a la obra más comprensible, sencilla y práctica, se ha dado la amplitud necesaria para que se puedan hacer los proyectos lo mismo remachados que atornillados.

En el texto se han incluido numerosos dibujos, gráficos, diagramas y tablas, para mejorar su interpretación.



Magallanes, 25 - 28015 Madrid

ISBN 84-283-1537-X



9 788428 315371